



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HARPER
PASTEUR HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE PRACETAK
PADA BALOK DAN PELAT**

DWINRITYA ASYA HASTITI
NRP. 3114 106 047

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Ir. Mudji Irmawan, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HARPER
PASTEUR HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
GANDA DENGAN METODE PRACETAK PADA BALOK
DAN PELAT**

DWINRITYA ASYA HASTITI
NRP. 3114 106 047

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Ir. Mudji Irmawan, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN MODIFICATION FOR DUAL SYSTEM
STRUCTURE USING PRECAST BEAM AND SLAB
METHOD IN HARPER PASTER HOTEL BANDUNG**

DWINRITYA ASYA HASTITI
NRP. 3114 106 047

Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Supervisor II
Ir. Mudji Irmawan, MS

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HARPER
PASTEUR HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN SISTEM
GANDA DENGAN METODE PRACETAK PADA BALOK
DAN PELAT**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

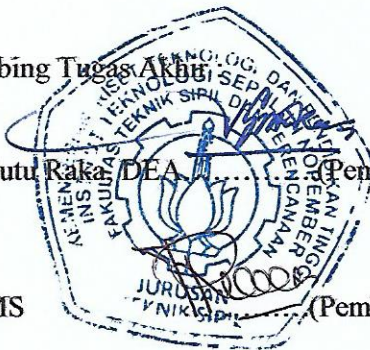
DWINRITYA ASYA HASTITI

NRP. 3114 106 047

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA (Pembimbing I)

2. Ir. Mudji Irmawan, MS (Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HARPER PASTEUR HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DENGAN METODE PRACETAK PADA BALOK DAN PELAT

Nama Mahasiswa : Dwinritya Asya Hastiti
NRP : 3114106047
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing :
1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
2. Ir. Mudji Irmawan, MS

Abstrak.

Beton pracetak adalah elemen struktur bangunan berbahan beton yang diproduksi di suatu lokasi yang berbeda dengan tempat dimana elemen struktur tersebut akan digunakan. Seiring dengan perkembangannya, metode pracetak kini semakin banyak diaplikasikan dalam pembangunan gedung seperti rumah susun, mall maupun apartemen. Dalam pelaksanaannya metode beton pracetak memiliki keunggulan dalam kecepatan pengerjaan dan kontrol kualitas beton.

Gedung Harper Pasteur Hotel Bandung dirancang menggunakan metode beton bertulang konvensional (cast in place) dengan ketinggian sebelas lantai. Mengingat banyaknya kelebihan metode pracetak dibanding dengan metode konvensional, maka dalam tugas akhir ini dilakukan modifikasi desain struktur gedung menggunakan metode beton bertulang pracetak (precast). Beton pracetak digunakan pada elemen balok dan pelat sedangkan pada kolom, dinding geser dan tangga menggunakan beton dengan cor ditempat. Pondasi gedung ini akan dirancang menggunakan pondasi tiang pancang. Gedung ini juga akan dirancang menggunakan Sistem Ganda dengan SRPMK dan Dinding Geser Khusus.

Hasil dari modifikasi desain gedung Harper Pasteur ini meliputi ukuran balok induk 40/60, ukuran balok anak 40/60 dan

2 macam ukuran kolom yaitu lantai 1-4 900x500 cm, lantai 5-10 800x400 cm dan dinding geser tebal 30 cm. Sambungan antar elemen pracetak menggunakan sambungan basah dan konsol pendek.

Kata Kunci : Pracetak, Sistem Ganda, Sambungan Basah, Konsol Pendek.

DESIGN MODIFICATION FOR DUAL SYSTEM STRUCTURE USING PRECAST BEAM AND SLAB METHOD IN HARPER PASTEUR HOTEL BANDUNG

Name : Dwinritya Asya Hastiti
NRP : 3114106047
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor :
1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
2. Ir. Mudji Irmawan, MS

Abstract

Precast concrete is a structural element made of concrete which is produced outside the construction site. Along with its development, precast concrete is currently widely applied in building construction such as flat, mall, and apartment constructions. Precast concrete has some advantages. The work of precast concrete can be completed in a short time and the quality of precast concrete can be precisely monitored.

Harper Pasteur Hotel Bandung, an eleven-stories hotel, was designed using conventional reinforced concrete (cast in site). Considering the advantages of precast concrete application, this study aims to provide a modified structural design using precast concrete. Precast concrete applied in beam and slab elements, whereas cast in site concrete applied in column, shear wall and stair elements. Driven pile applied in the building foundation. This building will also be designed using dual system with Special Momen Resisting Frame (SMRF) and special shear wall.

The modification of structural building design in Harper Pasteur Hotel Bandung includes primary beam size (40/60), secondary beam size (40/60), and 2 types of column size (900x500 cm for floor 1-4 and 800x400 cm for floor 5-10) and Shearwall

thickness 30 cm. Precast elements are connected with wet connection and corbel.

Keywords: Precast, Dual System, Wet Connection, Corbel.

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa karena berkat limpahan rahmat dan karuniaNya lah Tugas Akhir dengan judul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Harper Pasteur Hotel Bandung Menggunakan Sistem Ganda Dengan Metode Pracetak Pada Balok dan Pelat ” ini dapat diselesaikan dengan tepat waktu.

Penulis juga mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah membantu selama pengerjaan tugas akhir ini, terutama kepada :

1. Tuhan Yang Maha Esa, atas segala rahmat dan karunia-Nya.
2. Ayah, Ibu, beserta keluarga dirumah yang telah mendukung keputusan saya untuk kuliah di jurusan teknik sipil ITS.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
4. Bapak Ir. Mudji Irmawan, MS, selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
5. Bapak Trijoko Wahyu Adi, ST., MT., PhD selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil-FTSP ITS
6. Teman – teman Mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil ITS yang telah banyak membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan laporan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar dimasa datang menjadi lebih baik. Penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam laporan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Konsep Desain Kapasitas.....	6
2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	7
2.4 Dinding Geser.....	8
2.5 Pola keruntuhan Dinding geser.....	9
2.6 Sistem Ganda	11
2.7 Faktor Daktilitas	11
2.8 Beton Pracetak	12
2.8.1 Elemen Struktur Pracetak Yang Direncanakan..	13
2.8.1.1 Pelat	13
2.8.1.2 Balok.....	15
2.8.2 Sambungan Pada Komponen Pracetak.....	15
2.8.3 Pengangkatan Elemen Pracetak	18
2.8.4 Metode Membangun dengan Metode pracetak.	20
2.9 Pondasi.....	21

BAB III METODOLOGI	23
3.1 Umum	23
3.2 Studi Literatur dan Pengumpulan Data.....	24
3.2.1 Studi Literatur.....	24
3.2.2 Pengumpulan Data	24
3.3 Preliminary Design	25
3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat.....	25
3.3.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat.....	26
3.3.1.2 Perhitungan Tulangan Geser	26
3.3.1.3 Perhitungan Tulangan Susut	27
3.3.2 Penentuan Dimensi Balok	27
3.3.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok	28
3.3.2.2 Penentuan Tulangan Geser Balok	28
3.3.3 Penentuan Dimensi Kolom.....	29
3.3.3.1 Penentuan Tulangan Kolom	29
3.3.4 Persyaratan “ <i>Strong Column Weak Beam</i>	29
3.3.5 Perencanaan Struktur Dinding Geser	30
3.3.5.1 Kuat Aksial Rencana	30
3.3.5.2 Pemeriksaan Tebal Dinding	30
3.4 Pembebanan	30
3.4.1 Beban Gravitasi.....	30
3.4.1.1 Beban Mati	30
3.4.1.2 Beban Hidup	31
3.4.2 Beban Gempa.....	31
3.4.2.1 Perencanaan Gempa.....	31
3.4.3 Kombinasi pembebanan.....	42
3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur.....	42
3.6 Kontrol Desain	43
3.7 Perencanaan Sambungan	43
3.7.1 Perencanaan Sambungan Pada Balok dan Kolom	43
3.7.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	44
3.7.3 Perencanaan Pelat Lantai dan Balok	45
3.8 Perencanaan Struktur Bawah.....	46

3.8.1	Perencanaan Pondasi	46
3.8.2	Daya Dukung Grup Tiang Pancang.....	47
3.8.3	Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang	48
3.8.4	Kontrol Geser Pons Pada Poer.....	48
3.9	Penggambaran hasil Perencanaan.....	49

BAB IV PRELIMINARY DESAIN..... 51

4.1	Data Perencanaan.....	51
4.2	Perencanaan Dimensi Balok	52
4.3	Perencanaan Tebal Pelat	53
4.3.1	Peraturan Perencanaan Pelat.....	53
4.3.2	Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap	54
4.4	Perencanaan Dimensi Kolom.....	58
4.5	Perencanaan Dimensi Dinding Geser	62

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER ... 65

5.1	Perencanaan Pelat	65
5.1.1	Pembebanan Pelat	66
5.1.2	Penulangan Pelat lantai	67
5.1.3	Penulangan Stud Pelat Lantai	79
5.1.4	Kontrol Lendutan dan Retak	81
5.1.5	Panjang Penyaluran Tulangan Pelat	84
5.1.6	Perhitungan Tulangan Angkat	84
5.1.7	Resume Perencanaan Pelat Lantai	88
5.2	Perencanaan Balok Anak Pracetak	88
5.2.1	Data Perencanaan Balok Anak Pracetak	88
5.2.2	Pembebanan Balok Anak Pracetak	89
5.2.3	Perhitungan Momen dan gaya Geser	92
5.2.4	Perhitungan Tulangan Lentur	92
5.2.5	Perhitungan Tulangan Geser	99
5.2.6	Pengangkatan Balok Anak	102
5.3	Perencanaan Tangga	106
5.3.1	Data Perencanaan	106
5.3.2	Perhitungan Pembebanan	108
5.3.3	Analisa Gaya-Gaya Dalam	109

5.3.4	Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes	113
5.4	Perencanaan Balok Lift.....	121
5.4.1	Data Perencanaan	121
5.4.2	Pembebanan Balok Lift	122
5.4.3	Desain Tulangan Lentur Balok lift.....	124
5.5	Kontrol Kapasitas Crane	128
BAB VI ANALISA DAN PEMODELAN STRUKTUR		129
6.1	Pemodelan Struktur	129
6.2	Pembebanan	130
6.2.1	Beban Mati	130
6.2.2	beban Hidup	136
6.2.3	Analisa Beban Gempa	138
6.2.3.1	Analisa Model Respons Spektrum	140
6.2.3.2	Analisa Model Statik Ekvivalen	143
6.3	kontrol Desain.....	146
6.3.1	Kontrol Waktu Getar Alami	147
6.3.2	Kontrol Partisipasi Massa	148
6.3.3	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	149
6.3.4	Kontrol Sistem Ganda	151
6.3.5	Kontrol Simpangan Antar Lantai	152
6.3.6	Kontrol Pengaruh P-Delta	154
6.3.7	Kontrol Eksentrisitas dan Torsi.....	156
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER		163
7.1	Umum	163
7.2	Perencanaan Balok Induk	163
7.2.1	Pembebanan Balok Induk	164
7.2.2	Penulangan Lentur Balok Induk Interior 40/60	169
7.2.3	Penulangan Geser Balok Induk	181
7.2.4	Penulangan Momen Negatif Balok Induk	187
7.2.5	Pengangkatan Elemen Balok Induk.....	187

7.3	Perencanaan Kolom	191
7.3.1	Perencanaan Kolom Interior Lantai 1	191
7.4	Desain Dinding Geser	214

BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN.....225

8.1	Umum	225
8.2	Konsep Desain Sambungan	226
8.2.1	Mekanisme Pemindahan Beban	226
8.2.2	Klasifikasi Sistem dan Sambungan	227
8.2.3	Pola-Pola Kehancuran	228
8.3	Penggunaan Topping Beton.....	229
8.4	Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom	230
8.4.1	Perencanaan Konsol Pada Kolom	230
8.4.2	Perhitungan Sambungan Balok – Kolom.....	236
8.5	Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak	239
8.5.1	Perencanaan Konsol Pada Balok Induk	240
8.5.2	Perencanaan Sambungan Balok Induk- Balok Anak	243
8.6	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok	246
8.6.1	Panjang Penyaluran Tlangan Pelat Tipe A	246

BAB IX PERENCANAAN PONDASI.....247

9.1	Umum	247
9.2	Data Tanah.....	247
9.3	Kriteria Desain.....	247
9.3.1	Spesifikasi Tiang.....	247
9.4	Daya Dukung	249
9.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	249
9.4.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	250
9.4.3	Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok	250
9.5	Perhitungan Tiang Pancang Interior	251
9.5.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	252
9.5.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	254
9.5.3	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max}).....	256
9.5.4	Kontrol Kekuatan Tiang	257

9.5.5	Perencanaan Poer Kolom Interior	258
9.7	Perencanaan Balok Sloof	265
9.7.1	Data Perencanaan	265
9.7.2	Penulangan Sloof.....	266
BAB X	METODE PELAKSANAAN	269
10.1	Umum	269
10.1.1	Pengangkatan dan Penempatan Crane	269
10.1.2	Pekerjaan Elemen Kolom	270
10.1.3	Pemasangan Elemen Balok Induk	270
10.1.4	Pemasangan Elemen Balok Anak	271
10.1.5	Pemasangan Elemen Pelat.....	271
BAB XI	PENUTUP	273
11.1	Kesimpulan	273
11.2	Saran	274
Daftar Pustaka	275
Lampiran		
Gambar Output		

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam-Macam Mekanisme keruntuhan pada Portal Terbuka	6
Gambar 2.2	Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung	7
Gambar 2.3	Sistem Rangka Pemikul Momen.....	8
Gambar 2.4	Sistem Ganda.....	11
Gambar 2.5	Perbandingan Tingkat Kepuasan Kontraktor Menggunakan Metode Pracetak Dengan Cor Setempat Dengan Berbagai Macam Kriteria	13
Gambar 2.6	Jenis jenis Penampang Pelat Pracetak	14
Gambar 2.7	Jenis Jenis Penampang Balok Pracetak	15
Gambar 2.8	Sambungan Basah (<i>In-Situ Concrete joint</i>). ..	16
Gambar 2.9	Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat.....	18
Gambar 2.10	Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 8 Titik Angkat	19
Gambar 2.11	Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak...	21
Gambar 3.1	Diagram Alir Metodologi Perencanaan	23
Gambar 3.2	Koefisien Resiko Terpetakan, Periode Respons Spektral 0,2 detik	33
Gambar 3.3	Koefisien Resiko Terpetakan, Periode Respons Spektral 1 Detik.....	34
Gambar 3.4	Sambungan Balok-kolom dengan Menggunakan Sambungan Momen.....	45
Gambar 3.5	Sambungan balok Induk- Balok Anak.....	45
Gambar 3.6	Desain Sambungan Diafragma Balok dan Pelat lantai	46
Gambar 4.1	Denah Struktur Hotel Harper Pasteur Hotel Bandung.....	51
Gambar 4.2	Denah Balok Induk dan Balok Anak	52
Gambar 4.3	Denah Lantai Type S1.....	54
Gambar 4.4	Balok AS Join 1 (B-C)	54

Gambar 4.5	Balok As Join B' (1-2)	56
Gambar 4.6	Denah Kolom Tinjauan	59
Gambar 4.7	Denah Pembebanan Kolom As B-3	59
Gambar 5.1	Tipe Pelat S1 400 × 160 cm	68
Gambar 5.2	Geser Horizontal Penampang Komposit	80
Gambar 5.3	Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (<i>PCI Design Handbook, precast and prestress concrete four edition, 1992</i>)	85
Gambar 5.4	Titik Angkat Pelat Type S1	88
Gambar 5.5	Dimensi Balok Anak	89
Gambar 5.6	Denah Pembebanan Balok Sekunder BA1 As C'; 1-2.....	90
Gambar 5.7	Penulangan Balok Anak Daerah Lapangan..	99
Gambar 5.8	Model Struktur Balok Anak Pracetak Saat Pengangkatan.....	103
Gambar 5.9	Letak Titik Pengangkatan.....	105
Gambar 5.10	Perencanaan Tangga.....	108
Gambar 5.11	Sketsa Beban Pada Tangga.....	110
Gambar 5.12	Freebody Diagram Gaya-Gaya Pada Tangga	112
Gambar 5.13	Bidang Lintang (D) Pada Tangga	112
Gambar 5.14	Bidang Normal (N) pada Tangga	113
Gambar 5.15	Bidang Momen (M) pada Tangga	113
Gambar 5.16	Penampang Lift.....	122
Gambar 5.17	Ilustrasi Pembebanan Balok Lift	123
Gambar 5.18	Gaya Geser Balok Lift kombinasi 1,4D	124
Gambar 6.1	Pemodelan Struktur Hotel Harper Pasteur Dengan Program Bantu ETABS	129
Gambar 6.2	Hasil Grafik Spektrum Respons Desain.....	141
Gambar 6.3	Nilai Periode Fundamental Struktur (T) dari Tabel Modal Participating Mass rasion Program Analisa Struktur	142
Gambar 7.1	Lokasi Peninjauan Balok Induk B 2 As 3;f-G	164

Gambar 7.2	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit	167
Gambar 7.3	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit	168
Gambar 7.4	Momen BI2 Output ETABS	169
Gambar 7.5	Penampang Balok T	179
Gambar 7.6	Penulangan Balok Primer B2 As2;F-G Setelah Komposit	181
Gambar 7.7	Momen Torsi Output Etabs	185
Gambar 7.8	Model Struktur Balok Induk pracetak Saat Pengangkatan.....	187
Gambar 7.9	Letak Titik Pengangkatan.....	190
Gambar 7.10	Potongan Rangka Struktur As B-3	192
Gambar 7.11	Diagram Interaksi P-M SpCol Sumbu X....	194
Gambar 7.12	Diagram Interaksi P-M SpCol Sumbu Y	195
Gambar 7.13	Ilustrasi Kuat Momen yang bertemu di HBK	196
Gambar 7.14	Penampang Balok dan Pelat untuk menentukan Tinggi efektif.....	197
Gambar 7.15	Output Diagram Interaksi P-M Kolom desain Bawah arah x.....	199
Gambar 7.16	Output Diagram Interaksi P-M Kolom desain Atas arah x.....	200
Gambar 7.17	Output Diagram Interaksi P-M Kolom desain Bawah arah y	201
Gambar 7.18	Output Diagram Interaksi P-M Kolom desain Atas arah y	202
Gambar 7.19	Momen Nominal Kolom Atas $F_s=1,25 f_y$.	206
Gambar 7.20	Momen Nominal Kolom Bawah $F_s=1,25 f_y$	206
Gambar 7.21	Momen Nominal Kolom Atas $F_s=1,25 f_y$	209
Gambar 7.22	Momen Nominal Kolom Bawah $F_s=1,25 f_y$	209
Gambar 7.23	Penulangan Kolom As 1'-D	213
Gambar 7.24	Lokasi Dinding Geser	214
Gambar 7.25	Penampang Dinding Geser	215
Gambar 7.26	Diagram Interaksi P-M <i>Shearwall</i>	222

Gambar 7.27	Nilai Simpangan Pada Dinding Geser	223
Gambar 7.28	Rencana Penulangan <i>Shearwall</i>	224
Gambar 8.1	Panjang Tumpuan pada Tumpuan	226
Gambar 8.2	Mekanisme Pemindahan Beban	227
Gambar 8.3	Model Keruntuhan.....	228
Gambar 8.4	Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom.....	229
Gambar 8.5	Geometrik Konsol Pendek.....	231
Gambar 8.6	Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk	237
Gambar 8.7	Panjang Penyaluran Balok Induk	239
Gambar 8.8	Sambungan <i>Dapped End Beam</i> (PCI)	243
Gambar 8.9	Sambungan balok Induk Balok Anak (<i>Dapped End</i>)	245
Gambar 8.10	Panjang Penyaluran Pelat	246
Gambar 9.1	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang	255
Gambar 9.2	Bidang Kritis pada Poer Arah x.....	259
Gambar 9.3	Bidang Kritis pada Poer Arah y.....	260
Gambar 9.4	Geser Pons Akibat Kolom.....	262
Gambar 9.5	Geser Pons Akibat Tiang.....	263
Gambar 9.6	Diagram Interaksi Balok sloof 40/60.....	267
Gambar 9.7	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang	275
Gambar 10.1	Pemasangan Balok Induk Pracetak	270
Gambar 10.2	Pemasangan Balok Anak Pracetak	271
Gambar 10.3	Pemasangan Balok Pelat Pracetak.....	271
Gambar 10.4	Pemberian Topping	272

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering.....	17
Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	32
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa.....	33
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs	34
Tabel 3.4 Koefisien Situs Fa	36
Tabel 3.5 Koefisien Situs Fv.....	36
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Percepatan Pada Periode Pendek	37
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik.....	37
Tabel 3.8 Faktor R,Cd	37
Tabel 3.9 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x	41
Tabel 4.1 Rekapitulasi Pendimensian Balok.....	53
Tabel 4.2 Resume Ketebalan Pelat Lantai.....	57
Tabel 5.1 Tulangan Terpasang Pada Pelat Tipe S1	79
Tabel 5.2 Resume Perencanaan Pelat Lantai 1 s/d Atap	88
Tabel 6.1 Beban Pada Lantai 1.....	131
Tabel 6.2 Beban Pada Lantai 2	132
Tabel 6.3 Beban Pada Lantai 3	133
Tabel 6.4 Beban Pada Lantai 4	134
Tabel 6.5 Beban Pada Lantai 5-10.....	135
Tabel 6.6 Beban Pada Atap	136
Tabel 6.7 Beban Hidup Pada Tiap Lantai	137
Tabel 6.8 Beban yang Bekerja Pada Tiap Lantai.....	137
Tabel 6.9 Nilai Periode Fundamental (T) dan Respons Spektra (sa).....	141
Tabel 6.10 Gaya Gempa (Fx) Pada Tiap Lantai.....	145
Tabel 6.11 Gaya Gempa (Fy) Pada Tiap Lantai.....	146
Tabel 6.12 Kontrol Periode Struktur dari ETABS	147
Tabel 6.13 Jumlah Respons Ragam	148
Tabel 6.14 Nilai Akhir Base Reaction.....	149

Tabel 6.15	Gaya Dasar (V) Pada Masing-Masing Arah....	149
Tabel 6.16	Kontrol Akhir Base Reaklion	150
Tabel 6.17	Fakor Skala gempa Dinamik	150
Tabel 6.18	Gempa Dinamik Dengan Faktor Skala.....	151
Tabel 6.19	Nilai Persentase Base Shear SRPM dan Shearwall	151
Tabel 6.20	Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa dinamis Arah X	153
Tabel 6.21	Kontrol Simpangan Antar Lanta Portal Gempa Dinamis Arah Y	154
Tabel 6.22	Perhitungan Koefisien Stabilitas Arah X	155
Tabel 6.23	Perhitungan Koefisien Stabilitas Arah Y	156
Tabel 6.24	Data Eksentrisitas Torsi Bawaan ETABS	157
Tabel 6.25	Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga	158
Tabel 6.26a	Nilai Defleksi Untuk Gempa Arah X Dominan	159
Tabel 6.26b	Nilai Defleksi Untuk Gempa Arah Y Dominan	159
Tabel 6.27a	Perhitungan Untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada Arah Sumbu X (Edx).....	161
Tabel 6.27b	Perhitungan Untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada Arah Sumbu Y (Edy).....	161
Tabel 7.1	Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom As B-3	193
Tabel 7.2	Rekapitulasi Gaya dalam Dinding Geser	216
Tabel 9.1	Brosur Tiang pancang Wika Beton	248
Tabel 9.2	Reaksi Kolom As B-3	251
Tabel 9.3	Daya Dukung Tiang pancang Tunggal.....	253

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring meningkatnya jumlah penduduk maka kebutuhan akan tempat hunian juga meningkat. Dewasa ini telah banyak pembangunan gedung yang dibangun tidak hanya untuk hunian, tetapi juga untuk keperluan bisnis ataupun keperluan lainnya yang berakibat pada penyempitan lahan. Sehingga tidak sedikit bangunan yang dibangun menjulang tinggi ke atas. Maraknya pembangunan gedung-gedung tinggi tersebut mendorong timbulnya kebutuhan akan suatu rancangan struktur yang ekonomis dan dapat dilaksanakan dengan cepat dan efisien tanpa mengurangi kekakuan antar komponen struktur bangunan. Sistem pracetak yang mulai populer akhir-akhir ini telah terbukti dapat diandalkan untuk menggantikan sistem konvensional (sistem yang di cor ditempat). Namun perlu diingat bahwa metode pracetak ini baru efektif dan efisien bila diterapkan pada pekerjaan yang sifatnya berulang dan massal (Tjahjono dkk, 2004).

Struktur beton pracetak umumnya direncanakan dengan menganggap struktur tersebut bersifat monolit yang baru dicor ditempat. Metode desain seperti ini disebut sebagai pendekatan emulasi. Dengan pendekatan ini, konsep desain kapasitas yang biasa digunakan pada perancangan struktur beton konvensional dapat digunakan dalam perancangan struktur beton pracetak. Desain kapasitas ini dapat tercapai dengan menerapkan aturan *strong column-weak beam* yang mengharapkan kelelahan pada balok terjadi terlebih dahulu sebelum terjadi kelelahan pada kolom (Niken, 2008). Oleh karena itu, sambungan antar elemen struktur (balok-kolom) menjadi bagian yang sangat penting dalam mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung. Dengan demikian, perencanaan sambungan (tipe, kekuatan dan penempatan) yang tidak direncanakan dengan baik dapat mempengaruhi stabilitas struktur sehingga memungkinkan

terjadinya keruntuhan yang prematur (Elly Tjahjono dan Heru Purnomo, 1997).

Hotel Harper Pasteur Bandung adalah gedung yang terletak di Kota Bandung dengan zona gempa kuat dan terdiri dari 11 lantai. Gedung tersebut dibangun menggunakan beton bertulang dengan sistem beton cor ditempat (*cast in site*) pada struktur utama dan sekundernya. Salah satu sistem perhitungan struktur tahan gempa untuk daerah resiko gempa menengah sampai gempa kuat adalah dengan menggunakan sistem ganda (*dual system*). Sistem ganda (*dual system*) adalah salah satu sistem struktur tahan gempa untuk daerah resiko gempa kuat yang memiliki 3 ciri dasar. Yaitu pertama, rangka ruang lengkap berupa SRPM yang penting berfungsi memikul beban gravitasi. Kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh dinding struktural dan SRPM. Ketiga, dinding srtruktural dan SRPM direncanakan untuk menahan V (beban dasar geser nominal) secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya (R. Purwono, 2006).

Berdasarkan hal diatas, maka dalam penulisan tugas akhir ini penulis melakukan modifikasi pada Gedung Harper Pateur Hotel Bandung yang semula konstruksinya menggunakan metode cor ditempat (*cast in site*) dan terdiri dari 11 lantai dengan ketinggian $\pm 39,70$ m. Akan dimodifikasi menggunakan sistem ganda (*dual system*) dengan metode pracetak (*precast*) pada balok dan pelat, dimana sistem ini didesain untuk daerah rawan gempa sesuai peraturan SNI 1726:2012 dan pendetailan tulangannya mengikuti peraturan SNI 2847:2013. Dalam perencanaan ini, hal yang perlu diperhatikan adalah bagaimana merancang gedung ini agar layak dan aman untuk difungsikan. Oleh karena itu, elemen-elemen pracetak harus direncanakan sedemikian rupa baik dari segi detail sambungan dan instalasinya sehingga benar-benar kuat dalam menahan gaya gravitasi dan gaya lateral yang akan bekerja pada struktur. Dan langkah terakhir adalah menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik untuk kemudian dilaksanakan di lapangan.

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang ditinjau dalam modifikasi “Gedung Harper Pasteur Hotel Bandung Menggunakan Sistem Ganda Dengan Metode Pracetak Pada Balok dan Pelat” antara lain:

1. Bagaimana merencanakan Gedung Harper Pasteur Hotel Bandung dengan metode beton pracetak pada balok dan pelat?
2. Bagaimana menerapkan konsep desain sistem ganda pada bangunan sesuai dengan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013 dan Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 1726:2012?
3. Bagaimana merencanakan sambungan pada komponen pracetak yang memenuhi kriteria Perancangan struktur yaitu kekuatan, kekakuan dan stabilitas?
4. Bagaimana merencanakan pondasi struktur yang dapat mendukung kestabilan struktur?
5. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan dalam bentuk gambar teknik?

1.3 Tujuan

Secara garis besar tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah:

1. Merencanakan struktur Gedung Harper Pasteur Hotel Bandung dengan metode pracetak pada elemen struktur balok dan pelat
2. Menerapkan konsep desain sistem ganda pada bangunan sesuai dengan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013 dan Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung SNI 1726:2012
3. Merencanakan sambungan pada komponen pracetak yang memenuhi kriteria Perancangan struktur yaitu kekuatan, kekakuan dan stabilitas
4. Merencanakan pondasi struktur yang dapat mendukung kestabilan struktur
5. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan ke dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Pada perencanaan modifikasi ini, penulis membatasi masalah meliputi:

1. Beton pracetak yang digunakan adalah beton pracetak biasa (non prestress)
2. Dalam modifikasi struktur gedung ini komponen struktur yang menggunakan beton pracetak adalah balok dan pelat saja. Sedangkan komponen lain menggunakan metode cor ditempat
3. Hanya meninjau metode pelaksanaan yang berhubungan dengan perhitungan struktur
4. Tidak meninjau masalah perubahan volume akibat perubahan *temperature*, *creep* dan *shrinkage* oleh beton
5. Tidak membandingkan kecepatan pelaksanaan konstruksi menggunakan metode pracetak dan menggunakan metode cor ditempat
6. Tidak meninjau analisa biaya dan manajemen konstruksi, hanya memperhitungkan kekuatan struktur
7. Perencanaan tidak termasuk memperhitungkan sistem utilitas bangunan, sanitasi, instalasi listrik, serta pekerjaan *finishing*
8. Menggunakan program bantu ETABS v2013, AutoCAD dan SpColumn

1.5 Manfaat Penulisan

Manfaat yang diharapkan dalam perencanaan ini adalah:

1. Memberikan alternative penggunaan metode konstruksi yang lebih efisien dan cepat dalam pembangunan suatu gedung mengingat metode pracetak memiliki berbagai kelebihan dibandingkan dengan metode konvensional dan telah banyak diterapkan dalam berbagai pekerjaan struktur dalam bidang teknik sipil di Indonesia.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 TINJAUAN UMUM

Perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya berada dalam area cincin api (*ring of fire*), yang memiliki intensitas gempa moderat. Salah satu hingga tinggi syarat penting struktur tahan gempa adalah daktilitas yang memadai. Sebuah struktur memiliki daktilitas yang baik bila elemen-elemen struktur penyusunnya juga memiliki daktilitas yang baik. (Budiono 2011 dalam Suhaimi 2014) menyatakan bahwa membangun bangunan yang dapat menahan bangunan tahan gempa adalah tidak ekonomis. Oleh karena itu prioritas utama dalam membangun bangunan tahan gempa adalah terciptanya suatu bangunan yang dapat mencegah terjadinya korban, serta memperkecil kerugian harta benda. Dari hal tersebut filosofi bangunan tahan gempa terbagi 3 macam, yaitu:

1. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun pada komponen strukturalnya.
2. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen struktural tidak boleh rusak.
3. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk keluar.

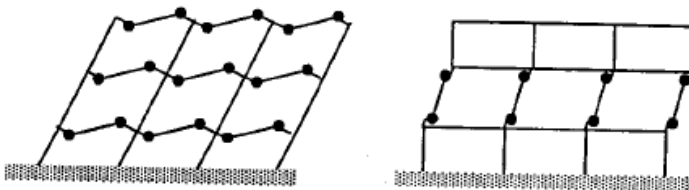
Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut. Perencanaan geser pada dinding struktural untuk

bangunan tahan gempa didasarkan pada besarnya gaya dalam yang terjadi akibat beban gempa. Namun, dalam prakteknya masih terdapat keraguan akan keandalan hasil desain dinding geser berdasarkan konsep desain ini. Hal ini menyebabkan masih disyaratkannya konsep desain kapasitas untuk perencanaan dinding geser dalam berbagai proyek gedung tinggi di Indonesia. Menurut konsep desain kapasitas, kuat geser dinding didesain berdasarkan momen maksimum yang paling mungkin terjadi di dasar dinding. Secara umum, desain berdasarkan konsep ini tentu saja akan menghasilkan desain yang lebih aman (Imran dkk, 2008).

Berhubung kondisi geologis Indonesia yang banyak terletak di daerah gempa kuat, maka metode pracetak yang dikembangkan haruslah direncanakan agar mampu menahan gempa kuat. Sejak tahun 1995, para penemu di Indonesia telah mengembangkan, menguji dan menerapkan sistem pracetak dalam bentuk rangka terbuka dan dinding pemikul. Untuk mendukung program 1000 tower, maka sejak tahun 2007 dikembangkan sistem pracetak dalam bentuk rangka terbuka yang dikombinasikan dengan dinding geser (Nurjaman, 2010).

2.2 Konsep Desain Kapasitas

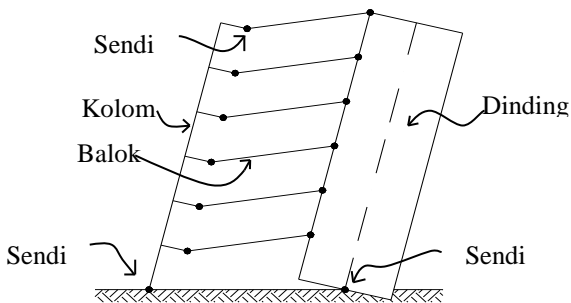
Konsep desain kapasitas adalah mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan terlebih dahulu (Aryanti dan Aminsyah, 2004). Gambar 2.1 berikut memberikan dua mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal-portal rangka terbuka.



Gambar 2.1 Macam-Macam Mekanisme Keruntuhan Pada Portal Terbuka

(Sumber : Aryanti dan Aminsyah, 2004)

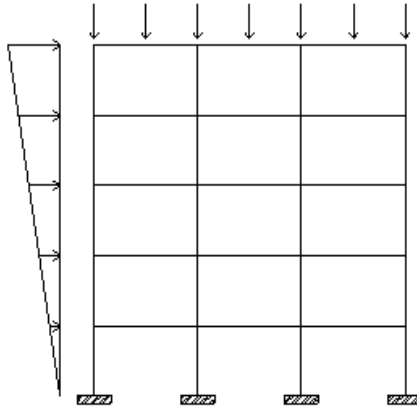
Pada struktur gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding geser harus didesain memenuhi syarat “*Strong Column Weak Beam*”, yang artinya ketika menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis di ujung-ujung balok, kaki kolom dan pada kaki dinding geser saja (Tavio dan Kusuma 2009). Mekanisme keruntuhan ideal dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung
(Sumber : Tavio dan Kusuma, 2009)

2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Menurut SNI 1726:2012 sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



Gambar 2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen

Berdasarkan SNI 2847:2013, perencanaan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat (kerusakan merupakan resiko utama), maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari SNI 2847:2013 pasal 21.5.

Integritas struktur dalam rentang waktu perilaku in-elastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang ditentukan oleh SNI 1726:2012 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih energi beban gempa itu harus mampu disebar dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam membentuk kemampuan berdeformasi secara in-elastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detail yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.

2.4 Dinding Geser (*Shearwall*)

Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya yaitu:

- *Flexural wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.
- *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.
- *Coupled shear wall* (dinding berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.

Perencanaan dinding geser sebagai elemen struktur penahan beban gempa pada gedung bertingkat bisa dilakukan dengan konsep gaya dalam (yaitu dengan hanya meninjau gaya-gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi beban gempa) atau dengan konsep desain kapasitas seperti yang telah tercantum dalam SNI 2847-2002. Pada saat dinding geser mencapai level beban maksimum, ada kemungkinan dinding geser yang didesain dengan menggunakan konsep gaya dalam sudah mencapai level maksimum gaya gesernya, namun keruntuhan yang terjadi masih bisa bersifat daktail. Keruntuhan geser pada struktur dinding pada umumnya dapat bersifat daktil selama penulangannya dipasang dua arah dan tidak menyimpang dari rasio yang ditetapkan oleh SNI 2847-06 (Imran dkk, 2008).

Pada dinding geser kantilever, sendi plastis diharapkan terjadi pada bagian dasar dinding. Dalam konsep desain kapasitas, kuat geser di dasar dinding harus didesain lebih kuat daripada geser maksimum yang mungkin terjadi pada saat penampang di dasar dinding tersebut mengembangkan momen plastisnya (Imran dkk, 2008).

2.5 Pola Keruntuhan Dinding Geser

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas

vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Struktur gedung dengan dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral pada umumnya memiliki *performance* yang cukup baik pada saat gempa. Hal ini terbukti dari sedikitnya kegagalan yang terjadi pada sistem struktur dinding geser di kejadian-kejadian gempa yang lalu (Fintel, 1991 dalam Imran dkk, 2008). Beberapa kerusakan yang terjadi akibat gempa pada umumnya berupa *cracking*, yang terjadi pada dasar dinding dan juga pada bagian *coupling beam*, khususnya untuk sistem dinding berangkai. Perilaku batas yang terjadi pada dinding geser dapat diklasifikasikan sebagai berikut (Pantazopoulou, 1992, dalam Imran dkk, 2008):

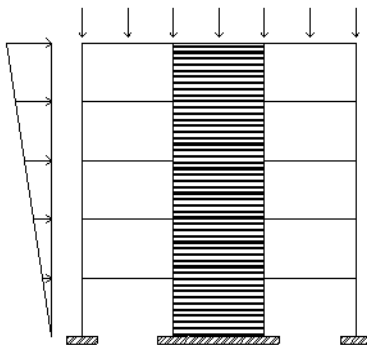
- *Flexural behavior*, dimana respons yang terjadi pada dinding akibat gaya luar dibentuk oleh mekanisme kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Keruntuhan jenis ini pada umumnya bersifat daktail.
- *Flexural-shear behavior*, dimana kelelahan yang terjadi pada tulangan yang menahan lentur diikuti dengan kegagalan geser.
- *Shear behavior*, dimana dinding runtuh akibat geser tanpa adanya kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Perilaku batas ini bisa dibagi lagi menjadi *diagonal tension shear failure* (yang dapat bersifat daktail, karena keruntuhan terjadi terlebih dahulu pada baja tulangan) dan *diagonal compression shear failure* (yang umumnya bersifat *brittle*)
- *Sliding shear behavior*, dimana di bawah pembebanan siklik bolak balik, *sliding shear* bisa terjadi akibat adanya *flexural cracks* yang terbuka lebar di dasar dinding. Keruntuhan jenis ini sifatnya getas dan menghasilkan perilaku disipasi yang jelek.

Untuk dinding geser yang tergolong *flexural wall* dimana rasio, $h_w/l_w \geq 2$, kegagalan lain yang sering terjadi adalah berupa *fracture* pada tulangan yang menahan tarik (Fintel, 1991 dalam Imran dkk, 2008). Hal ini biasanya diamati pada dinding yang memiliki jumlah tulangan longitudinal yang sedikit, sehingga regangan terkonsentrasi dan terakumulasi pada bagian yang mengalami *crack akibat* pembebanan siklik yang berulang, yang

dapat berujung pada terjadinya *fracture* pada tulangan (Imran dkk, 2008).

2.6 Sistem Ganda (*Dual System*)

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar, yaitu pertama, rangka ruang yang biasanya berupa SRPM berfungsi memikul beban gravitasi, kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh Dinding Struktural (DS) dan SRPM dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal V ; dan ketiga, DS dan SRPM direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya (Purwono, 2005).



Gambar 2.4 Sistem Ganda
(Sumber : Purwono, 2005)

Sesuai ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 21, rangka ruang yang dibangun pada daerah dengan tingkat kegempaan tinggi harus didesain sebagai SRPMK dan DS harus sesuai sebagai SDK. Pada daerah dengan tingkat kegempaan menengah dapat didesain sebagai SRPMM dan DS sebagai SDSB.

2.7 Faktor Daktilitas

Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan suatu struktur untuk menahan respon inelastik yang dominan sambil

mempertahankan sebagian besar dari kekuatan awalnya dalam memikul beban. Faktor daktilitas adalah rasio deformasi inelastis yang terjadi pada struktur selama pembebanan berlangsung, seperti beban gempa, terhadap deformasi yang terjadi pada saat struktur mengalami leleh pertama. Deformasi yang terjadi dapat berupa perpindahan translasi, perpindahan rotasi, kelengkungan, dan regangan.

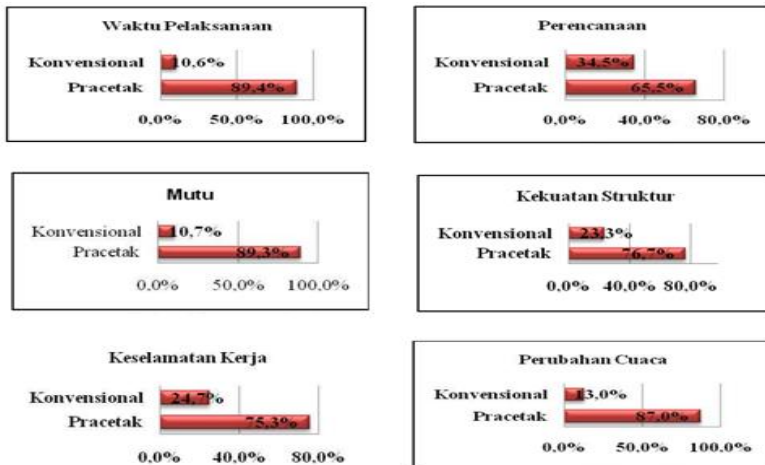
Dalam perencanaan struktur beton, hanya daktilitas penampang dan daktilitas struktural yang diperhitungkan. Daktilitas penampang menggambarkan sifat inelastik penampang akibat momen lentur, sedangkan daktilitas struktural menggambarkan sifat inelastik struktur akibat beban lateral. Daktilitas penampang digambarkan dalam kurva momen – kelengkungan, sedangkan daktilitas struktural dalam kurva gaya lateral – lendutan lateral (Artiningsih, 2008).

2.8 Beton Pracetak

Rahman (2008) mengatakan bahwa pada dasarnya sistem pracetak adalah melakukan pengecoran komponen ditempat khusus dipermukaan tanah (fabrikasi), lalu dibawa ke lokasi (transportasi) untuk disusun menjadi suatu struktur utuh (ereksi). Sedangkan menurut Budianto (2010) beton pracetak adalah teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus (*off site fabrication*), terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (*pre-assembly*), dan selanjutnya dipasang dilokasi (*instalation*), dengan demikian sistem pracetak ini akan berbeda dengan konstruksi monolit terutama pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan pula oleh pelaksanaan dari fabrikasi, pemasangan dan penyatuannya serta ditentukan pula oleh teknis perilaku sistem pracetak dalam hal cara penyambungan antar komponen join.

Sistem pracetak beton telah mengalami perkembangan yang sangat pesat di dunia, termasuk di Indonesia dalam dekade terakhir ini. Hal ini disebabkan karena sistem ini mempunyai

banyak keunggulan. Beberapa keunggulan berdasarkan hasil penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Gambar 2.5

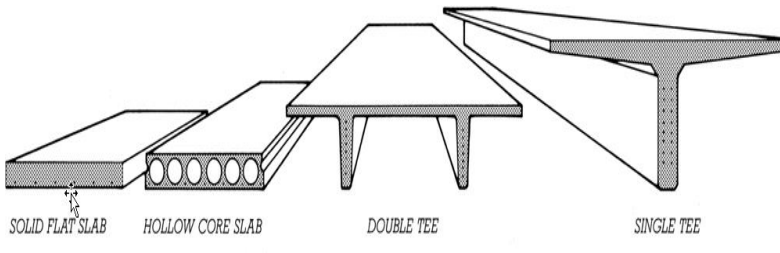


Gambar 2.5 Perbandingan Tingkat Kepuasan kontraktor Menggunakan Metode Pracetak dengan Cor Setempat dengan Berbagai Macam Kriteria
(Sumber : Khakim, Anwar, dan Hasyim, 2011)

2.8.1 Elemen Struktur Pracetak yang Direncanakan

2.8.1.1 Pelat

Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gempa. Pada waktu pengangkutan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit. Untuk pelat pracetak (precast slab), ada beberapa jenis yang umum digunakan yaitu :



Gambar 2.6 Jenis-Jenis Penampang Pelat Pracetak
(Sumber : *PCI 6 Edition*)

1. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.

2. Pelat pracetak tanpa lubang (*Solid Slabs*)

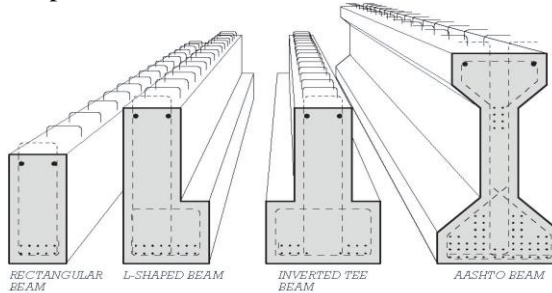
Pelat pracetak tanpa lubang adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 hingga 35 feet. Dalam tugas akhir ini plat pracetak tanpa lubang yang akan digunakan.

3. Pelat pracetak *Double Tees* dan *Single Tee*

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.

2.8.1.2 Balok

Balok memikul beban pelat dan berat sendiri. Selain itu, balok juga berfungsi untuk memikul beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut. Untuk balok pracetak (*Precast Beam*), terdapat beberapa jenis balok yang digunakan seperti Rectangular Beam, L-Shaped Beam, Inverted T Beam dan I Beam.



Gambar 2.7 Jenis-Jenis Penampang Balok Pracetak
(Sumber : *PCI 6 Edition*)

2.8.2 Sambungan Pada Komponen Pracetak

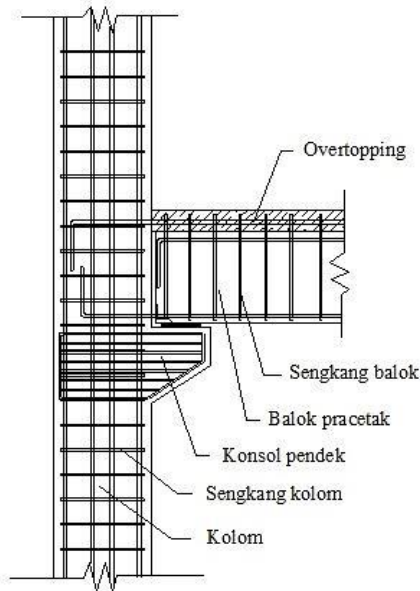
Dalam perencanaan struktur dengan beton pracetak, hal yang menjadi perhatian utama adalah sambungan. Sambungan merupakan bagian struktur yang paling penting dalam mentransfer gaya dan berperilaku sebagai penghubung disipasi energi antara komponen-komponen yang disambung. Terutama pada saat terdapat sambungan beton lama dan beton baru. Penempatan dan kekuatan sambungan perlu direncanakan dengan baik sehingga kehadirannya tidak menyebabkan keruntuhan prematur pada struktur (Nurjaman, 2000).

Menurut SNI 2847:2012 Pasal 18.6 gaya-gaya boleh disalurkan antara komponen-komponen struktur dengan menggunakan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut.

Pada sistem pracetak dikenal 2 jenis sambungan joint (Noorhidana dkk, 2011):

1. Sambungan basah (*wet connection*)

Struktur yang terbentuk lebih monolit, toleransi dimensi lebih tinggi bila dibandingkan dengan *dryjoint*, tetapi membutuhkan *setting-time* beton cukup lama yang berpengaruh pada waktu pelaksanaan konstruksi.



Gambar 2.8 Sambungan Basah (*In-Situ Concrete Joint*)

Pada komponen beton pracetak terdapat besi tulangan yang keluar dari bagian ujungnya, dimana antartulangan pada komponen beton pracetak tersebut nantinya akan dihubungkan dengan bantuan mechanical joint, mechanical *coupled*, *splice sleeve*, maupun panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan dilakukan pengecoran beton.

Sambungan basah dapat berfungsi untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut serta perubahan suhu. Selain itu, sambungan basah dianjurkan untuk

bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit.

2. Sambungan kering (*dry connection*)

Pada *dry-joint*, struktur yang terbentuk kurang monolit, setelah proses instalasi sambungan segera dapat berfungsi sehingga mempercepat waktu pelaksanaan konstruksi, kelemahannya: toleransi dimensi rendah sehingga membutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan pemasangan. Untuk menghindari terjadinya korosi pada plat baja, setelah proses penyambungan selesai maka lubang sambungan tersebut harus di-*grouting*.

Adapun perbandingan sambungan basah dan kering dapat dilihat pada table 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering

Deskripsi	Sambungan Basah	Sambungan Kering
Keutuhan struktur	Monolit	Tidak Monolit
Waktu agar sambungan berfungsi secara efektif	Perlu <i>setting time</i>	Segera dapat berfungsi
Ketinggian Bangunan	-	Max 25 meter
Waktu Pelaksanaan	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk <i>setting time</i>	Lebih cepat 25% - 40% dari <i>in-situ concrete joint</i>
Toleransi Dimensi	Lebih tinggi dari sambungan baut dan las	Rendah, sehingga dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan <i>erection</i>

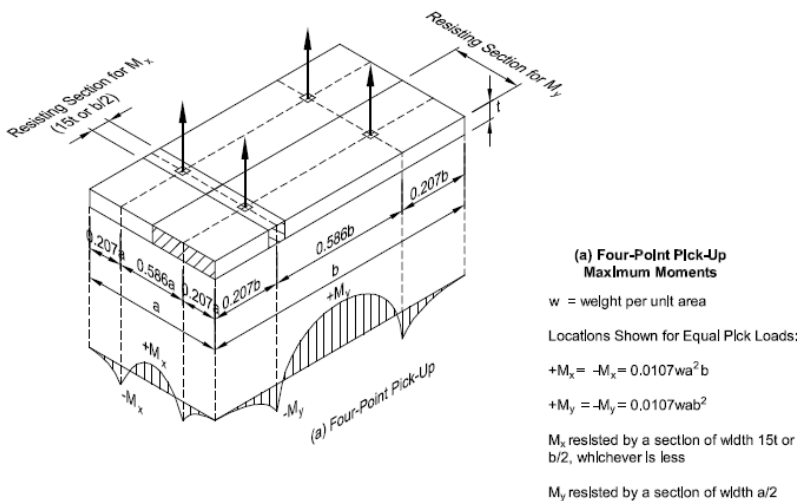
(Sumber : Ervianto, 2006)

2.8.3 Pengangkatan Elemen Pracetak

Untuk menjamin agar elemen pracetak tidak mengalami kerusakan/keretakan elemen pracetak harus diperhatikan dengan pada saat proses pengangkatan maupun penyimpanan. Setelah dilakukan perencanaan struktur sekunder perlu dilakukan kontrol pengangkatan, dimana dalam pelaksanaan pekerjaan beton pracetak perlu erection atau pengangkatan elemen pracetak dari site ke tempat pemasangan beton pracetak harus diperhatikan dengan teliti.

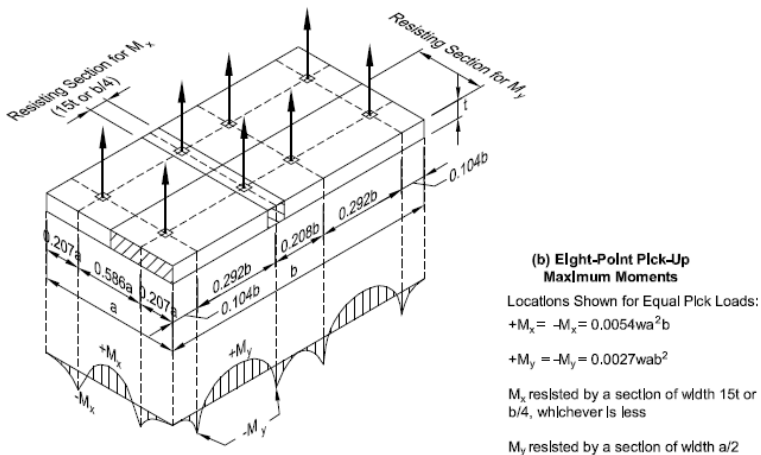
Berikut adalah beberapa tata cara mengangkat elemen beton pracetak sesuai PCI Design Handbook 6th Edition, 2004 :

a. Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak



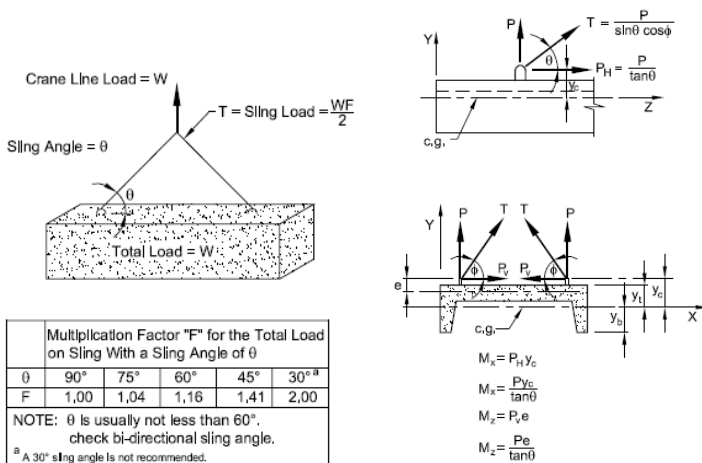
Gambar 2.9 Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat

(Sumber : *PCI 6 Edition*)



Gambar 2.10 Titik Angkat untuk Pelat Beton Pracetak dengan 8 Titik Angkat
(Sumber: *PCI 6 Edition*)

b. Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak



Gambar 2. 91 Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak
(Sumber : *PCI 6 Edition*)

Dalam melakukan pengangkatan elemen pracetak akan mengakibatkan momen. Oleh karena itu, sebelum dilakukan pengangkatan pada elemen pracetak harus dipilih alternatif terbaik untuk pengangkatan elemen pracetak tersebut. Dengan demikian elemen pracetak tersebut terjamin dari kerusakan serta aman dalam operasional pengangkatan elemen pracetak.

2.8.4 Metode Membangun Dengan Metode Pracetak

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam membangun suatu konstruksi beton pracetak adalah sebagai berikut :

- a. Rangkaian kegiatan produksi yang dilakukan pada proses produksi:
 1. Pembangunan rangka tulangan
 2. Pembuatan cetakan
 3. Pembuatan campuran beton
 4. Pengecoran beton
 5. Perawatan beton (curing)
 6. Penyempurnaan akhir
 7. Penyimpanan
- b. Transportasi dan alat angkat

Transportasi merupakan kegiatan pengangkatan elemen pracetak dari pabrik ke lokasi pemasangan. Sistem transportasi ini sangat berpengaruh terhadap waktu, efisiensi konstruksi dan biaya. Yang harus diperhatikan dalam sistem transportasi ini adalah :

1. Spesifikasi alat transportasi
2. Rute transportasi
3. Perijinan

Alat angkat adalah alat untuk memindahkan elemen beton pracetak dari tempat penumpukan ke posisi perakitan. Alat angkut dikategorikan sebagai berikut :

1. *Mobile crane*
2. *Telescopic crane*
3. *Tower crane*
4. *Portal crane*

c. Pelaksanaan konstruksi (*Erection*)

Metode dan jenis ereksi yang terjadi pada pelaksanaan konstruksi pracetak diantaranya :

1. Dirakit per elemen
2. *Lift – Slab System*
Lift – Slab System merupakan pengikatan elemen lantai ke kolom dengan menggunakan dongkrak hidrolis.
3. *Slip – Form System*
 Sistem ini beton dituangkan di atas cetakan baja yang dapat bergerak memanjat ke atas mengikuti penambahan ketinggian dinding yang bersangkutan.
4. *Push – Up/Jack –Block System*
 Sistem ini lantai teratas atap dicor terlebih dahulu kemudian diangkat dengan *hydraulic – jack* yang dipasang di bawah elemen pendukung vertikal.
5. *Box System*
 Sistem yang menggunakan dimensional berupa modul-modul kubus beton.

2.9 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi. Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan

meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pemilihan jenis pondasi yang akan digunakan sebagai struktur bawah (*substructure*) dipengaruhi oleh beberapa faktor berikut :

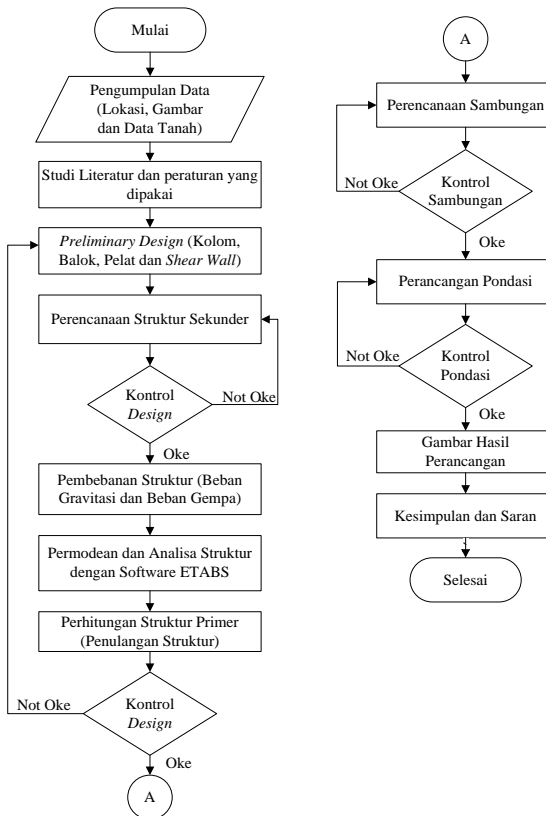
- a. Terhadap tanah dasar
- b. Terhadap struktur pondasi itu sendiri harus cukup kuat sehingga tidak pecah akibat gaya yang bekerja
- c. Ekonomis dan dapat diterima
- d. Mudah dalam pelaksanaannya

Dengan pertimbangan dari pengumpulan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi pekerjaan, dapat digunakan sebagai pedoman untuk memprediksi kedalaman pondasi. Untuk bangunan di atas tiga lantai atau lebih dianjurkan menggunakan pondasi dalam. Pemilihan tipe pondasi untuk perencanaan bangunan ini tidak lepas dari prinsip tersebut di atas. salah satu di antara tipe pondasi yang dapat digunakan adalah pondasi tiang pancang. Konstruksi pondasi tersebut bisa terbuat dari kayu, baja, atau beton yang berfungsi untuk meneruskan beban - beban dari struktur bangunan atas ke lapisan tanah pendukung (*bearing layers*) dibawahnya pada kedalaman tertentu. dibandingkan dengan pembuatan pondasi lain, pondasi tiang pancang ini waktu pelaksanaannya relatif lebih cepat, maka tipe pondasi yang penulis pilih sebagai alternatif terbaik adalah tipe pondasi tiang pancang.

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini menjelaskan urutan pelaksanaan dalam penyelesaian yang akan digunakan di penyusunan tugas akhir. Urutan yang digunakan pada Tugas Akhir ini dapat dilihat pada alur di bawah ini, selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari alur tersebut.



Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan

3.2 Studi Literatur dan Pengumpulan Data

3.2.1 Studi Literatur

Mencari literatur dan peraturan (*Building Code*) yang akan menjadi acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, adapun beberapa literatur dan peraturan yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

1. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
4. *PCI Design Handbook 6th Edition* (MNL 120-04).
5. Kim S. Elliot. 2002. *Precast Concrete Structures*.
6. Wulfram I. Eriyanto. 2006. Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi.
7. Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

3.2.2 Pengumpulan Data

Data-data yang dikumpulkan merupakan data lapangan yang digunakan dalam perencanaan. Data tersebut berupa data tanah dan data gedung yang digunakan sebagai objek perencanaan ulang dalam hal ini Gedung Harper Pasteur Bandung, seperti site plan, denah, pembalokan serta data-data lain yang diperlukan.

- Data Umum Gedung

Nama Gedung	: Harper Pasteur Bandung
Lokasi Gedung	: Jl. Dr. Djunjunan no. 162, Kota Bandung
Fungsi Gedung	: Hotel
Letak bangunan	: Jauh dari pantai
Desain Seismik	: Desain seismik D (Bandung)
Jumlah Lantai	: 11 lantai
Tinggi Total Gedung	: \pm 39.700 meter

- Data Bahan
 - Mutu Beton (f_c') : 35 Mpa (Balok dan Pelat)
40 Mpa (Kolom dan *Shearwall*)
 - Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Data Tanah : Terlampir

3.3 Preliminary Design

Preliminary design merupakan perencanaan dimensi elemen-elemen struktur yang mencakup balok anak, balok induk, kolom dan pelat. Tahapan ini diperlukan dalam panduan perhitungan struktur dan analisa pada perencanaan dari gedung ini.

3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat

Dalam menentukan dimensi pelat, langkah-langkah perhitungannya adalah :

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (*one wavy slab*) atau pelat dua arah (*two way slab*).
2. Tebal minimum pelat satu arah (*One-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)). Sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :
 - a. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2
 - 1) Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm
 - 2) Tebal pelat dengan penebalan 100 mm
 - b. Untuk α_m lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-12) dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk α_m lebih besar dari 2,0 , ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

SNI 2847:2013, persamaan 9-13) dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dimana :

β = rasio dimensi panjang terhadap pendek

α_m = nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

3.3.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur pelat sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

3.3.1.2 Perhitungan Tulangan Geser

Sedangkan untuk perhitungan kebutuhan tulangan geser, dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut :

- 1) Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan

- 2) Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

- 3) Kriteria kebutuhan tulangan geser :

a. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

b. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum

c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser

d. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d) \rightarrow$ perlu tulangan geser

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d$$

$$\phi = 0,75 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)

V_u = Gaya geser Berfaktor

- 4) Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4 :
Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.

3.3.1.3 Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

3.3.2 Penentuan Dimensi Balok

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

Digunakan apabila $f_y = 420 \text{ Mpa}$

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$

Digunakan untuk f_y selain 420 Mpa

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Digunakan untuk nilai W_c 1440 – 1840 kg/m³

$$h_{min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003w_c)$$

3.3.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada diagram alir (Gambar 3.2) dan harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.

3.3.2.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi $\Phi V_n \geq V_u$,

dimana :

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s)

$$V_n = V_c + V_s$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)

Dan untuk,

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f' c} b_w d$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u$$

(SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1)

Dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

3.3.3 Penentuan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'}$$

Dimana : W = Beban aksial yang diterima kolom

f_c' = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

3.3.3.1 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

3.3.4 Persyaratan “*Strong Coloumn Weak Beam*”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat

lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.

3.3.5 Perencanaan struktur Dinding Geser

3.3.5.1 Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k I_c}{32 h} \right)^2 \right] \text{ SNI 2847:2013 pasal 14.5.2}$$

3.3.5.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f'_c} h.d \geq V_u \quad \text{SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.}$$

Dimana :

$$d = 0,8 I_w$$

3.4 Pembebanan

Perhitungan beban-beban yang bekerja disesuaikan dengan peraturan pembebanan SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2012.

- 1) Beban Gravitasi (Beban Mati dan Beban Hidup)
- 2) Beban Gempa
- 3) Kombinasi Pembebanan

3.4.1 Beban Gravitasi

3.4.1.1 Beban Mati

Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang

akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727:2013. Besarnya nilai pembebanan tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1.

3.4.1.2 Beban Hidup

Beban hidup terdiri dari beban yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi atau beban akibat fenomena alam seperti beban angin, beban salju, beban hujan, dan beban akibat banjir. Beban hidup akan di input kedalam dengan nilainya berdasarkan SNI 1727:2013.

3.4.2 Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari 40 m atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana Analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726:2012.

3.4.2.1 Perencanaan Gempa

Berdasarkan peraturan gempa yang terbaru yakni SNI - 1726:2012. Langkah-langkah dalam menentukan beban gempa :

- 1) Menentukan kategori resiko bangunan gedung I-IV (SNI-1726:2012 Pasal 4.1.

Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Pemanfaatan Bangunan Atau Struktur Tabel 3.4 (lanjutan)	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori risiko I, III, dan IV	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	III
<p>Gedung dan non gedung, yang tidak termasuk kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan.</p> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang ditetapkan instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting.</p> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori risiko IV.</p>	IV

4) Menentukan klasifikasi situs (SA-SF) (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

Kelas Situs	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥ 100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m ²
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		

SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :</p> <p>Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tanah tersementasi lemah</p> <p>Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)</p>
	<p>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$)</p> <p>Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa</p>

- 5) Menentukan faktor koefisien situs (F_a , F_v) (SNI 1726:2012 Pasal 6.2) Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait (f_v). Parameter *spectrum respons* percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$SMS = F_a S_s$$

$$SM1 = F_v S_1$$

Keterangan :

S_s adalah parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_1 adalah parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik

Tabel 3.4 Koefisien Situs Fa

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE _R pada periode pendek				
	$S_s \leq$ 0,25	$S_s =$ 0,5	$S_s =$ 0,75	$S_s =$ 1,0	$S_s \geq$ 1,25
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_s					

Tabel 3.5 Koefisien Situs Fv

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE _R pada periode 1 s				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_I					

- 6) Menghitung parameter percepatan desain (SDS,SD1)
(SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (SDS), dan pada periode 1 detik (SD1) harus ditetapkan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

- 7) Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai S_{DI}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

- 8) Memilih faktor Koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (C_d) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)

Tabel 3.8 Faktor R, C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, R	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem Ganda Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Yang Mampu								

Menahan Paling Sedikit 25% Gaya Gempa Yang Ditetapkan								
1. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 ^{1/2}	5 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL
2. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	NP	NP	NP
3. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5 ^{1/2}	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
Catatan : NL = tidak dibatasi; NP = tidak diizinkan								

- 9) Menentukan prosedur analisis Gaya lateral Kosep SNI-1726-2012 memberikan petunjuk untuk tiga prosedur analisis, yaitu :
- Analisis gaya lateral equivalent (GLE atau ELF)
 - Analisis Super posisi Ragam (MSA)
 - Analisis Riwayat Waktu (RHA)

Tabel 3.9 Prosedur analisis yang boleh digunakan

Kategori Desain Seismik	Karakteristik Struktur	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	Analisis Spektru m Respons Ragam	Prosedur Riwayat t Respon s Seismi k
B,C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangkaringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_a$, dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan.	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5T_a$ dan hanya mempunyai ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I
Catatan : I : Diizinkan, TI : Tidak Diizinkan				

10) Prosedur Gaya lateral Ekvivalen

a. Gaya dasar seismic

$$V = C_s W$$

Keterangan:

C_s adalah koefisien respons seismic

W adalah berat seismic menurut pasal 7.7.2 (SNI 1726:2012)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

S_{DS} adalah percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

R adalah faktor modifikasi respon dalam tabel 3.8

I_e adalah faktor keutamaan hunian

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0.44 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Untuk struktur berlokasi dimana $S_1 \geq 0,6 g$, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

S_{D1} adalah Percepatan spektrum respon desain dalam periode 1,0 detik

T adalah Periode struktur dasar (detik)

S_1 adalah Percepatan spektrum respon maksimum

b. Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726:2012. Dengan parameter C_t

dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012, serta h_n merupakan total tinggi bangunan.

Tabel 3.10 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t Dan x .

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen.	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen.	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris.	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk.	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya.	0,0488	0,75

c. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \left(\frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \right)$$

Keterangan :

C_{vx} adalah faktor distribusi vertikal

V adalah gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i dan w_x adalah bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x adalah tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

- k adalah eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$ untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$ untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.
- d. Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Keterangan :

F_i adalah bagian dari geser dasar *seismic* (V)(kN) yang timbul di tingkat i

3.4.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1, yaitu:

- 1) $U = 1,4 D$
- 2) $U = 1,2 D + 1,6 L$
- 3) $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
- 4) $U = 1,0 D + 1,0 L$
- 5) $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur

Pemodelan struktur untuk gedung yang ditinjau ini, menggunakan sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser

yang di modelkan dalam bentuk 3 dimensi menggunakan bantuan program ETABS. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam menganalisa struktur utama diantaranya adalah :

- 1) Bentuk gedung
- 2) Dimensi tiap-tiap elemen struktur yang telah dicari dari perhitungan preliminary desain
- 3) Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanannya

3.6 Kontrol Design

Pada tahapan ini, perlu dikontrol terlebih dahulu sebelum memasuki tahapan selanjutnya. Kontrol ini berupa kontrol terhadap geser, lendutan serta lentur.

3.7 Perencanaan Sambungan

Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (cast in place emulation).

Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tulangan beton cast in place di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam PCI jurnal, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas strong coloumn weak beam.

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi cara – cara

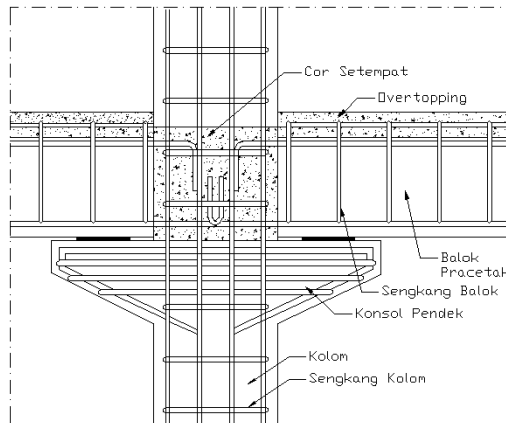
tersebut. Dalam penulisan tugas akhir ini digunakan sambungan dengan pelapisan beton bertulang cor setempat.

3.7.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.
- Pemasangan dowel dan pemberian grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.

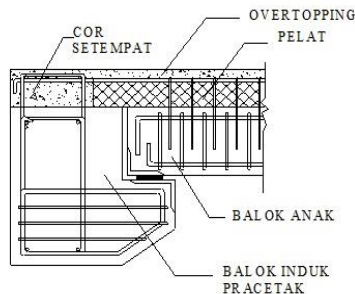
Sambungan balok-kolom direncanakan dengan menggunakan sambungan brakit dengan overtopping seperti pada Gambar 3.4 berikut. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Untuk perhitungan sambungan mengacu pada SNI 2847:2013.



Gambar 3.4 Sambungan balok kolom dengan menggunakan sambungan momen

3.7.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

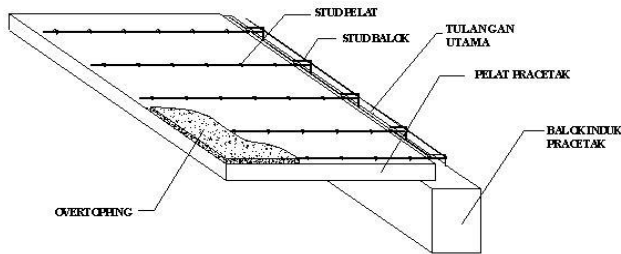
Pada sambungan antara balok anak dengan balok induk, balok anak direncanakan dengan sistem brakit dengan overtopping seperti pada Gambar 3.5 berikut. Untuk spesifikasi dan perhitungan Brakit mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 11.8.



Gambar 3.5 Sambungan balok induk-balok anak

3.7.3 Perencanaan Sambungan Pelat Lantai dan Balok

Sambungan balok dan pelat di rencanakan berdasarkan desain emulasi (*PCI 6th Edition MNL 120-04*).



Gambar 3.6 Desain sambungan diafragma balok dan pelat lantai
(Sumber : *PCI 6th Edition MNL 120-04*)

3.8 Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk perencanaan pondasi. Beberapa komponen yang akan direncanakan antara lain :

1. Tiang Pancang
2. Poer
3. Sloof

3.8.1 Perencanaan pondasi

Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang. Perhitungan daya dukung pondasi didasarkan pada *Standart Penetration Test* (SPT) terlampir dengan menggunakan persamaan Luciano Decourt (1982).

$$\begin{aligned}
 QL &= Q_s + Q_p \\
 Q_p &= q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \\
 Q_s &= q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s
 \end{aligned}$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di bawah pondasi

B = Diameter dasar pondasi

K = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117,7 kPa (lempung)

20 t/m² = 196 kPa (lanau berlempung)

25 t/m² = 245 kPa (lanau berpasir)

40 t/m² = 392 kPa (pasir)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan

$$3 \leq N_s \leq 50$$

A_s = Luas selimut tiang

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral t/m²

α dan β = Koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

3.8.2 Daya dukung grup tiang pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut.

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tiang pancang

N = jumlah tiang dalam grup

C_e = efisiensi grup tiang pancang

3.8.3 Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang

a. *Conversi – Labarre*

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

D = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam grup

b. *Los Angeles*

$$PC_e = 1 - \frac{d}{\pi \cdot s \cdot m} \cdot \left[m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n - 1)} \right]$$

c. *Terzaghi* (Daya dukung grup untuk tanah Lempung)

$$Q_G = \alpha^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \alpha \cdot C_u \cdot D$$

$$\alpha = (n-1) s + d$$

Dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak as ke as tiang dalam grup

C_u = Kohesi *Undrained*

n = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

3.8.4 Kontrol Geser Ponds pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$\alpha_s \rightarrow 30$, untuk kolom tepi

$\rightarrow 40$, untuk kolom tengah

$\rightarrow 20$, untuk kolom pojok

$\phi V_c > P_u$OK (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

3,9 Penggambaran Hasil Perencanaan

Gambar teknis merupakan tahapan akhir dari penyelesaian tugas akhir yang berfungsi sebagai output akhir dari analisis struktur yang telah dilakukan. Penggambaran akan dilakukan dengan menggunakan program bantu Autocad yang meliputi :

- Gambar modifikasi setelah dilakukan perhitungan ulang
- Gambar struktur primer
- Gambar struktur sekunder
- Gambar struktur bangunan bawah
- Gambar detail

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

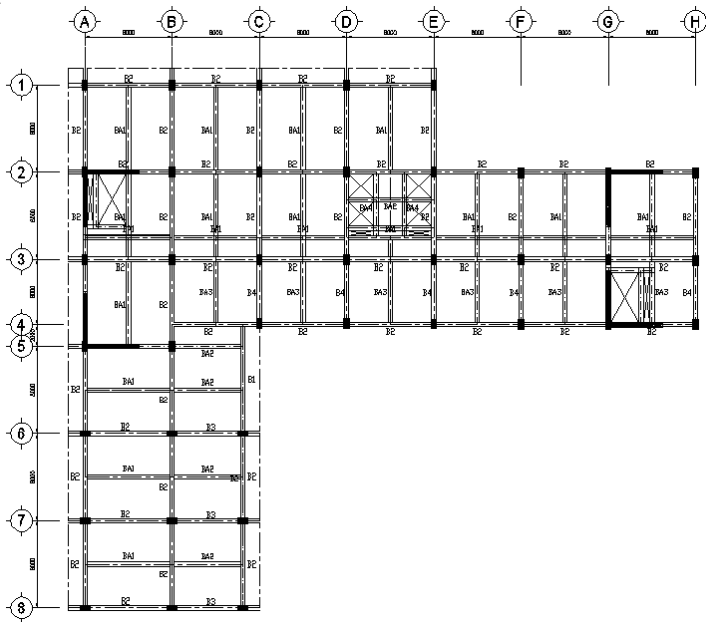
BAB IV PRELIMINARY DESIGN

4.1 Data Perencanaan

Bahan yang dipakai untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut:

Tipe Bangunan	: Hotel
Kategori Seismik Desain	: D
Tinggi Bangunan	: 39,70 m
Total Luas Area	: 2576 m ²
Mutu Beton (f'c)	: 35 MPa (Balok dan Pelat) 40 MPa (Kolom dan <i>Shearwall</i>)
Mutu Baja (fy)	: 400 MPa

Denah struktur gedung Hotel Harper Pasteur Bandung diperlihatkan sesuai Gambar 4.1.



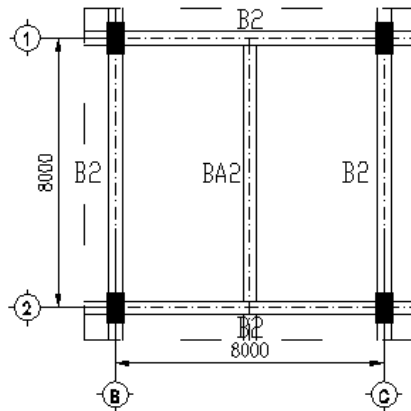
Gambar 4.1 Denah Struktur Hotel Harper Pasteur Bandung

4.2 Dimensi Balok

Balok adalah salah satu komponen struktur yang berkemampuan menahan lentur. Modifikasi pada tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap dimana tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem fabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan dengan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua balok dipasang dengan pengangkatan ke site lalu dilakukan over-topping (cor in site) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak. Dengan sistem tersebut maka akan membentuk suatu struktur yang monolit.

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2.1 tabel 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada Gambar 4.2 adalah sbb :

- Dimensi balok induk (B2), bentang (L) = 8 m.



Gambar 4.2 Denah Balok Induk dan Balok Anak

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L = \frac{8000}{16} = 500 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok induk (B2) adalah 40/60 cm

- Dimensi balok anak (BA-2), bentang (L) = 8 m

$$h_{\min} = \frac{1}{21} L = \frac{800}{21} = 38,1 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok anak (BA-2) adalah 40/60 cm

Berikut rekapitulasi dimensi pembaalokan dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Pendimensian Balok

Type Balok	Bentang	Dimensi	
	bersih (Lb)	h	b
	(cm)	(cm)	(cm)
B1 (Balok Induk)	1000	60	40
B2 (Balok Induk)	800	60	40
B3 (Balok Induk)	650	60	40
B4 (Balok Induk)	600	60	40
BA1 (Balok Anak)	800	60	40
BA2 (Balok Anak)	600	60	40
BA3 (Balok Anak)	600	60	40

4.3 Dimensi Pelat Lantai

4.3.1 Peraturan Perencanaan Pelat

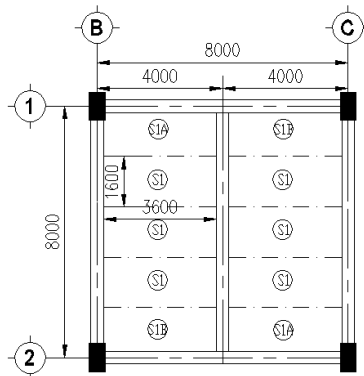
Peraturan penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 2847:2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a).

4.3.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

- **Desain tebal pelat lantai 1 s/d 11**

Perhitungan tipe pelat S1 dengan dimensi seperti pada gambar

4.3.



Gambar 4.3 Pelat Lantai Tipe S1

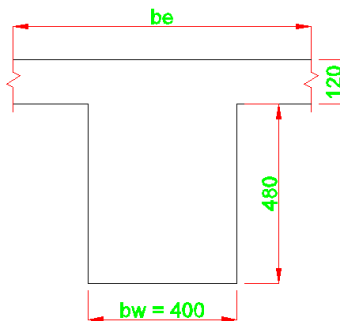
$$L_y = 360 \text{ cm}$$

$$L_x = 160 \text{ cm}$$

Direncanakan dengan tebal pelat, $t = 12 \text{ cm}$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa} ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

- Balok As Joint 1 (B – C) seperti pada gambar 4.4



Gambar 4.4 Balok As Joint 1 (B-C)

Menentukan lebar efektif flens (*Pasal 13.2.4 SNI 2847:2013*)

$$\rightarrow b_e = b_w + 2h_b < b_w + 8h_f$$

$$b_e = b_w + 2h_b$$

$$b_e = 40 + 2(60 - 12) = 136 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 4h_f$$

$$b_e = 40 + 4 \times 12 = 88 \text{ cm}$$

diambil b_e terkecil = 88 cm

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = \frac{1,71}{1,24} = 1,38$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,38 \frac{40 \times 60^3}{12} = 993600 \text{ cm}^4$$

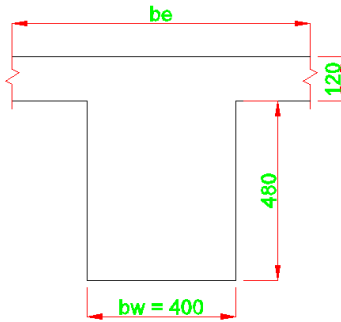
Momen inersia Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{350 \times 12^3}{12} = 25200 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan balok terhadap pelat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{993600}{25200} = 39,43$$

- Balok As Joint B' (1 - 2) seperti pada gambar 4.6



Gambar 4.5 Balok As Joint B' (1-2)

Menentukan lebar efektif flens (*Pasal 13.2.4 SNI 2847:2013*)

$$\rightarrow b_e = b_w + 2h_b < b_w + 8h_f$$

$$b_e = b_w + 2h_b$$

$$b_e = 40 + 2(60 - 12) = 136 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 4h_f$$

$$b_e = 40 + 4 \times 12 = 88 \text{ cm}$$

diambil b_e terkecil = 88 cm

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = \frac{1,71}{1,24} = 1,38$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,38 \frac{40 \times 60^3}{12} = 993600 \text{ cm}^4$$

Momen inersia Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} = 0,5 \frac{350 \times 12^3}{12} = 25200 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan balok terhadap pelat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{993600}{25200} = 39,43$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} (39,43 + 39,43) = 19,715$$

Karena $\alpha_{fm} > 2$ dipakai persamaan (9-13), SNI-2847-2013 Pasal 9.5.3.3. dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{4000 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 2,25} = 77,21 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm} \dots\dots (\text{OK})$$

→ Karena nilai h lebih besar dari 90 mm, maka digunakan tebal pelat lantai 1 s/d 11 dengan tipe S1 adalah 12 cm.

Dengan cara yang sama didapatkan resume ketebalan pelat dari masing-masing tipe pelat seperti pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Resume Ketebalan Pelat Lantai

Tipe	Lantai	Dimensi		Tebal	Ket
		Lx	Ly		
S1	1 s/d 11	160	360	120 mm	1 arah
S2	1 s/d 11	150	360	120 mm	1 arah
S3	1 s/d 11	160	610	120 mm	1 arah

Direncanakan pelat pracetak menggunakan metode *half-slab* memiliki dimensi sebagai berikut :

- Tebal pelat : 7 cm
- Overtopping : 5 cm

4.4 Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 800 x 800 cm. Perencanaan dimensi kolom dibedakan menjadi 2 type, yaitu kolom lantai dasar s/d lantai 3 dan kolom lantai 4 s/d lantai 10.

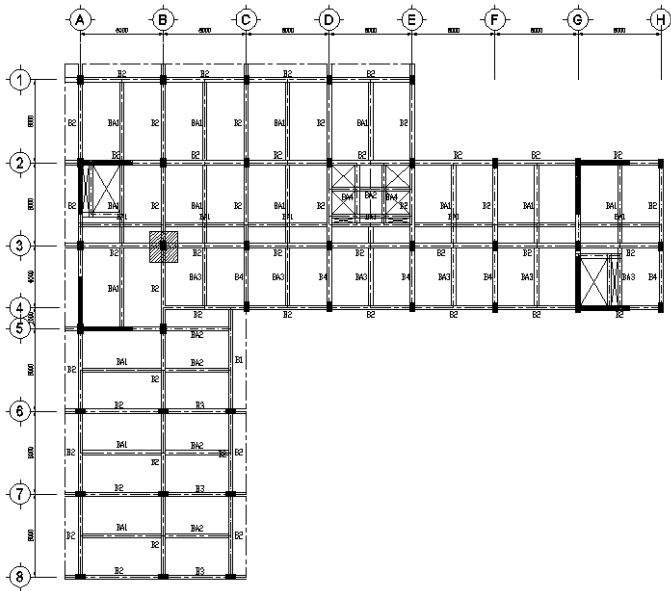
Menurut SNI 2847:2013 pasal 10.8. kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 12 cm = 120 mm
- Tinggi lantai dasar -2 = 5 m
- Tinggi tiap lantai 3-10 = 3,3 m
- Dimensi balok induk = 40/60
- Dimensi balok anak = 40/60

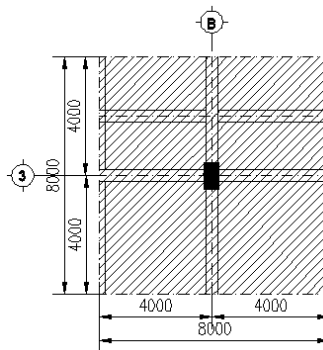
Beban hidup (Lo) = $1,92 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

Luas Tributari (AT) = $8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$

KLL = 4 (berdasarkan ilustrasi pada SNI 1727: 2013 Gambar C4)



Gambar 4.6 Denah Kolom Tinjauan



Gambar 4.7 Denah Pembebanan Kolom As B-3

Detail Pembebanan Pada Kolom

Beban Mati Lantai

$$\text{Pelat Lantai} = 8 \times 8 \times 0,12 \times 24 = 184,32 \text{ kN}$$

$$\text{Penggantung} = 8 \times 8 \times 0,07 = 4,48 \text{ kN}$$

Plafon	=	8	x	8	x		x	0,11	=	7,04 kN
Balok Induk(40/60)	=	0,4	x	0,6	x	8	x	24	=	46,08 kN
Balok Anak (40/60)	=	0,4	x	0,6	x	8	x	24	=	46,08 kN
Spesi t=2 cm	=	8	x	8	x	0,02	x	0,21	=	0,27 kN
Tegel t=1 cm	=	8	x	8	x	0,01	x	0,24	=	0,31 kN
Plumbing	=	8	x	8	x		x	0,10	=	6,4 kN
Ducting & ME	=	8	x	8	x		x	0,15	=	9,6 kN
<hr/>										
Total Beban Mati Per Lantai									=	338,18 kN

- Kolom Lantai Dasar s/d 3

Dimensi kolom lantai dasar s/d 3 dibuat sama. Beban-beban yang bekerja diambil yang terbesar yaitu beban pada kolom lantai dasar, karena memikul beban-beban lantai 1 s/d atap. Perhitungannya adalah sebagai berikut:

Beban Mati

Beban mati per lantai = 338,18 kN

Beban mati lt1 s/d 11(atap) = 338,18 x 11 = 3719,98 kN

Total beban mati = 3719,98 kN

Beban Hidup

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T \geq 37.16 \text{ m}^2$ diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi sebagai mana ditunjukkan pada Rumus 3.10

$$A_T = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 4 \times 64 = 256 \text{ m}^2$$

Maka, $256 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$ (Beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai 1 s/d 10

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \geq 0,4L_o$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4.57}{\sqrt{256}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 1,028 \text{ kN/m}^2 \geq 0,768 \text{ kN/m}^2$$

Jadi total beban hidup pelat lantai 1 s/d 10

$$Lt \text{ 1} - 10 = 1,028 \times 8 \times 10 = 657,92 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup per lantai} = 657,92/10 = 65,79 \text{ kN}$$

2. Reduksi Beban Hidup Pelat Lantai Atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap (L_r) ditentukan sesuai dengan Rumus 3.11 Karena $A_T = 64 \text{ m}^2$ (perhitungan sebelumnya) maka,

$$R_1 = 0,6$$

$$R_2 = 1 \text{ (} F < 4 \text{)}$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 0,6 \times 1 = 0,576 \text{ kN/m}^2$$

$$0,576 \leq L_r, \text{ Maka } L_r = 0,576 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, total beban hidup pelat lantai atap :

$$L_t \text{ Atap} = 0,576 \times 8 \times 8 = 37,12 \text{ kN}$$

- Kombinasi Beban

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 3719,98 = 5207,97 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5L_r$$

$$Q_u = 1,2 \times 5207,97 + 1,6 \times 695,04 + 0,5 \times 0,576 \\ = 7304,32 \text{ kN}$$

Diambil kondisi paling menentukan

$$Q_{ultimate} = 7304,32 \text{ kN}$$

Mutu Beton = 40 Mpa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,65 \times f'_c} = \frac{7304,32 \times 10^3}{0,65 \times 40} = 280935,38 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi : } h = b \text{ jadi } A = b \times b = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{280935,38} = 530,03 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

Digunakan, $h = 900 \text{ mm}$; $b = 500 \text{ mm}$. Dengan $A = 500 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} = 450000 \text{ mm}^2$. Maka, dipakai dimensi kolom $90 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ pada kolom lantai dasar s/d 3 gedung hotel Harper Pasteur.

- Kolom Lantai 4 s/d Atap

Dimensi kolom lantai 4 s/d Atap dibuat sama. Beban-bekan yang bekerja diambil yang terbesar yaitu beban pada kolom lantai 5, karena memikul beban-bekan lantai 5 s/d atap. Perhitungannya adalah sebagai berikut:

Beban Mati

$$\text{Beban mati per lantai} = 338,18 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati lt 6 s/d 11(atap)} &= 338,18 \times 6 = 2029,08 \text{ kN} \\ \text{Total beban mati} &= 2029,08 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup lantai} &= 65,79 \times 5 = 328,95 \text{ kN} \\ \text{Beban hidup Atap} &= 37,1 \text{ kN} \\ \text{Total beban Hidup} &= 366,07 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Kombinasi Beban

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 2582,04 = 3614,86 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5Lr$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \times 2029,08 + 1,6 \times 366,07 + 0,5 \times 0,576 \\ &= 3020,896 \text{ kN}\end{aligned}$$

Diambil kondisi paling menentukan

$$Q_{ultimate} = 4923,86 \text{ kN}$$

Mutu Beton = 40 Mpa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0.65 \times f'_c} = \frac{3020,896 \times 10^3}{0.65 \times 40} = 116188,31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi : } h = b \text{ jadi } A = b \times b = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{116188,31} = 340,86 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Digunakan, h = 800 mm; b = 400 mm. Dengan A = 400 mm x 800 mm = 320000 mm². Maka, dipakai dimensi kolom 80 cm x 40 cm pada kolom lantai 4 s/d 10 gedung hotel Harper Pasteur.

4.5 Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

$$\text{Tebal Dinding Geser} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang bentang} = 500 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi Perlantai} = 5 \text{ m ; } 3,3 \text{ m}$$

- $30\text{ cm} \geq H/25$
 $30\text{ cm} \geq 330/25$
 $30\text{ cm} \geq 13,2\text{ cm}$
- $30\text{ cm} \geq H/25$
 $30\text{ cm} \geq 500/25$
 $30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$
- $30\text{ cm} \geq L/25$
 $30\text{ cm} \geq 500/25$
 $30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$

Tidak boleh kurang dari 100 mm

Jadi, tebal *shearwall* sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI-2847:2013 Pasal 14.5.3.(1).

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 12 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 7 cm dan pelat cor setempat (overtopping) 5 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727:2013). Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 yaitu:

- $Q_u = 1,4D$
- $Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$

Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

1. Sebelum Komposit, keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.
2. Sesudah Komposit, keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit akan digunakan untuk perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau saat sebelum komposit diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan.

Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis. Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

5.1.1 Pembebanan Pelat

Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah :

- Mutu Beton ($f'c$) = 35 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,80$
- Tebal Pelat (t) = 120 mm
- Selimut Beton = 20 mm
- Kuat Leleh (f_y) = 400 MPa
- Diameter Tulangan Rencana = 10 mm

Pembebanan Pelat lantai 1 s/d 10

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

1. Beban Mati (DL)

Sebelum komposit

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,07 \times 24 = 1,68 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat topping} &= 0,05 \times 24 = \underline{1,20 \text{ kN/m}^2} \\ \text{DL} &= 2,88 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Setelah komposit

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,12 \text{ m} \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Plafond} &= 0,11 = 0,11 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penggantung} &= 0,07 = 0,07 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Tegel (t = 1 cm)} &= 0,01 \text{ m} \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Spesi (t = 2 cm)} &= 0,02 \text{ m} \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ducting AC} &= 0,15 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Plumbing} &= \underline{0,10 \text{ kN/m}^2} \\ \text{DL} &= 3,97 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup (L_o) = 1,92 kN/m² (SNI 1727:2013, Tabel 4.1)

Luas Tributari (A_T) = $4 \times 1,6 = 6,4 \text{ m}^2$

$K_{LL} = 1$ (SNI 1727:2013, Tabel 4.2)

$$K_{LL} A_T = 1 \times 6,4 = 6,4 \text{ m}^2$$

Maka, $6,4 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2$ atau 400 ft² (Beban Hidup tidak perlu direduksi)

Maka, Beban hidup yang bekerja = 1,92 kN/m²

3. Kombinasi Pembebanan

Sebelum Komposit

Sebelum Overtopping

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 1,68 = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 1,68 + 1,6 \times 0,96 = 3,55 \text{ kN/m}^2$$

Saat Overtopping

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 2,88 = 4,03 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 2,88 + 1,6 \times 0 = 3,46 \text{ kN/m}^2$$

Setelah Komposit

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 3,97 = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$Q_u = 1,2 \times 3,97 + 1,6 \times 1,92 = 7,84 \text{ kN/m}^2$$

5.1.2 Penulangan Pelat Lantai

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan.

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat

Dimensi pelat	= 400 cm x 160 cm
Tebal pelat pracetak	= 70 mm
Tebal overtopping	= 50 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 10 mm
Mutu tulangan baja (fy)	= 400 MPa
Mutu beton (f'c)	= 35 MPa

- Kondisi sebelum komposit

$$dx = 70 - 20 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$

- Kondisi sesudah komposit

$$dx = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

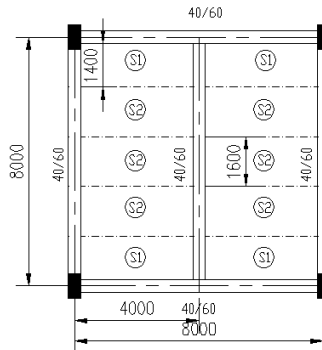
$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,80}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$\rho_{min} = 0,00186$ (Hasil Interpolasi sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1)



Gambar 5.1 Tipe Pelat HS 400 x 160

$$L_x = 160 - (40/2) = 140 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 - (40/2 + 40/2) = 360 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{360}{140} = 2,57 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Penulangan pokok pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan, tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan, tulangan tariknya berada di bawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan direncanakan menggunakan D10 mm ($A_s = 78,540 \text{ mm}^2$).

a) **Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit**

Penulangan sebelum overtopping

Pada Penulangan Pelat A sebelum komposit pelat dianggap terletak bebas di atas dua tumpuan.

Tebal pelat = 70 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

Ø tulangan = 10 mm ($A_s = 78,540 \text{ mm}^2$)

Tinggi efektif $d = 70 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 45 \text{ mm}$

$$M_u = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 3,55 \times 3,6^2 = 5,75 \text{ kNm}$$

$$M_u = 5750000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{550000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 3,157$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,157}{400}} \right) = 0,0084 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0084 > \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0084 \times 1000 \times 45 = 376,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{1 tulangan}}} = 5$$

Dipakai D10 ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{392,7 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 5,28 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5,28}{0,80} = 6,60$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 6,60)}{6,60} = 0,017 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 392,7 \times 400 \left(45 - \frac{5,28}{2} \right) = 5988504,79 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 5988504,79 \text{ Nmm} \geq Mu = 5750000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000 \cdot 0}{n - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h = 140 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$250 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka, dipasang tulangan utama D10-250 mm

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

ρ susut pakai = 0,0018

$A_s \text{ susut} = 0,0018 \times 1000 \times 70 = 126 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan susut $\phi 8$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{126}{0,25 \times \pi \times 8^2} \\ &= 2,5 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Spasi tulangan} = \frac{1000}{3} = 333,3 \text{ mm}$$

Syarat spasi tulangan untuk tulangan susut + suhu:

$S < 5 \times \text{tebal pelat atau } 450 \text{ mm}$

$S < 5 \times 70 \text{ atau } 450 \text{ mm}$

$250 < 350 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$

Di pasang tulangan susut $\phi 8$ –250 (A_s pakai = 201,06 mm²)

Penulangan Saat overtopping

Dalam pembebanan sebelum komposit akan diperhitungkan berat orang yang bekerja dan peralatannya saat pemasangan pelat pracetak ataupun saat pengecoran topping dianggap sebagai beban kerja dan berat topping, nilainya diambil sebesar 10% dari berat *overtopping*.

Tebal pelat = 70 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 20 mm

\emptyset tulangan = 10 mm ($A_s = 78,540 \text{ mm}^2$)

Tinggi efektif $d = 70 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 45 \text{ mm}$

$$M_u = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 4,15 \times 3,6^2 = 6,73 \text{ kNm}$$

$$M_u = 6730000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\emptyset = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{6730000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 3,691$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,691}{400}} \right) = 0,0099$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0099 > \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0099 \times 1000 \times 45 = 444,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 5,66 \approx 6$$

Dipakai D10 ($A_s = 471,2 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{471,2 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 6,34 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6,34}{0,80} = 7,92$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 7,92)}{7,92} = 0,014 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 471,2 \times 400 \left(45 - \frac{6,34}{2} \right) = 7096632,87 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 7096632,87 \text{ Nmm} \geq Mu = 6730000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{6-1} = 200 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=140 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$200 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka dipasang tulangan lentur D10 – 200 mm

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

ρ susut pakai = 0,0018

$$As \text{ susut} = 0,0018 \times 1000 \times 70 = 126 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut $\phi 8$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{As}{0,25 \times \pi \times d^2}$$

$$= \frac{126}{0,25 \times \pi \times 8^2}$$

$$= 2,5 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Spasi tulangan} = \frac{1000}{3} = 333,33 \text{ mm}$$

Syarat spasi tulangan untuk tulangan susut + suhu:

$$S < 5 \times \text{tebal pelat atau } 450 \text{ mm}$$

$$250 < 350 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Di pasang tulangan susut $\phi 8$ –250 (As pakai = 201,06 mm²)

b) Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai “*PCI Handbook, 6th Edition*” berdasarkan empat titik angkat dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe 1,6 x ditentukan $a = 1,6$ dan $b = 3,6$

dengan $w = 0,07 \times 24 + 0,96 = 2,64 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } M_x &= 0,0107 \times 2,64 \times 1,6^2 \times 3,6 = 0,260 \text{ kNm} \\ &= 0,260 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 0,0107 \times 2,64 \times 1,6 \times 3,6^2 = 0,586 \text{ kNm} \\ &= 0,586 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_x = 260000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{260000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 0,143$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,143}{400}} \right) = 0,0004 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0004 < \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00186 \times 1000 \times 45 = 90 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 1,15 \approx 2$$

Dipakai D10 ($A_s = 167,07 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{167,07 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 2,25 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{2,25}{0,80} = 2,81$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 2,81)}{2,81} = 0,045 > \epsilon_0 \dots \text{OK}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 167,07 \times 400 \left(45 - \frac{2,25}{2} \right) = 2638870,65 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 2638870,65 \text{ Nmm} \geq Mu = 260000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000 \cdot 0}{n - 1} = \frac{1000}{2 - 1} = 1000 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h = 140 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$125 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka dipasang tulangan utama D10 – 125 mm

$$My = 986000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{986000}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 0,541$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,541}{400}} \right) = 0,0014$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0014 < \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00186 \times 1000 \times 45 = 90 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_1 \text{ tulangan}}} = 1,15 \approx 2$$

Dipakai D10 ($A_s = 167,07 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_{c} \times b)} = \frac{167,07 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 2,25 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_{c} - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{2,25}{0,80} = 2,81$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (45 - 2,81)}{2,81} = 0,045 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 167,07 \times 400 \left(45 - \frac{2,25}{2} \right) = 2638870,65 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 2638870,65 \text{ Nmm} \geq Mu = 986000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=140 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$125 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka dipasang tulangan utama D10 – 125 mm

Penulangan Pelat Sesudah Komposit

Tebal pelat = 120 mm (sesudah komposit)

Tebal decking = 20 mm

ϕ tulangan = 10 mm

Tinggi efektif $d = 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 95 \text{ mm}$

$$Mu = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 7,84 \times 3,6^2 = 12,69 \text{ kNm}$$

$$Mu = 12690000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{12690000}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 1,563$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,563}{400}} \right) = 0,0040$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0040 > \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0040 \times 1000 \times 95 = 381,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{1 \text{ tulangan}}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{perlu}}}{A_{S_{1 \text{ tulangan}}}} = 7 \text{ buah}$$

Dipakai D10 ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{392,7 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 5,28 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5,28}{0,80} = 6,60$$

- Regangan Tarik

$\varepsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (95 - 6,60)}{6,60} = 0,040 > \varepsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 392,7 \times 400 \left(95 - \frac{5,28}{2} \right) = 13057088 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 13057088 \text{ Nmm} \geq M_u = 1269000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000 \cdot 0}{n - 1} = \frac{1000}{5 - 1} = 250 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

- $S \geq 25 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2)
 $S \leq (2h = 240 \text{ mm})$ (SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2)
 $S \leq 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5)
 $125 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$ (OK)
 Maka dipasang tulangan lentur D10-125

Penulangan pelat yang akan dipasang/dipakai adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari keadaan-keadaan diatas (keadaan sebelum komposit dan sesudah komposit) yaitu sebagai berikut :

Tabel 5.1 Tulangan Terpasang pada Pelat Tipe S1

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang (mm^2)	
	Tul. Pokok	Tul. Bagi
S1 (3,6 x 1,6 m)	D10-125 $A_s = 628,32 \text{ mm}^2$	$\emptyset 8$ -250 $A_s = 201,062 \text{ mm}^2$

5.1.3 Penulangan Stud Pelat Lantai

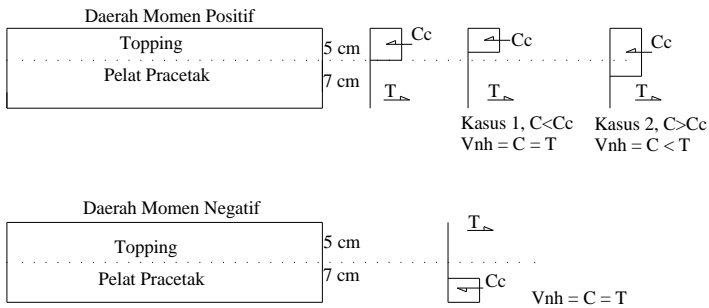
Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 5.2 Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit

Perhitungan stud pelat type A

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\
 &= 0,85 \times 35 \times 50 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\
 &= 1487500 \text{ N} = 1487,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipakai stud D10 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,540$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= C = T \\
 &= A_s \times f_y \\
 &= 78,540 \times 400 = 31415,93 \text{ N} = 31,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\
 &= 0,55 \times 1000 \times 95 \\
 &= 52250 \text{ N} = 52,25 \text{ kN} > V_{nh}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan

bidang kontakannya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari 0,55 $b_v.d$ dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 1000 \times 125}{400} = 109,375 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang stud (*shear connector*) D10-250 mm ($A_v = 314,16 \text{ mm}^2$)

5.1.4 Kontrol Lendutan dan Retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencana mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

Lendutan Pelat

$$M_{DL} = \left(\frac{1}{8} \times 3,97 \times 4^2 \right) = 7,94 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = \left(\frac{1}{8} \times 1,92 \times 4^2 \right) = 3,84 \text{ kNm}$$

- Momen tak terfaktor maksimum yang terjadi pada ellemen struktur pada saat lendutan dihitung

$$Ma = M_{DL} + M_{LL} = 7,94 + 3,84 = 11,78 \text{ kNm}$$

- Momen inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan baja

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$fr = 0,62 \sqrt{f'c} = 0,62 \sqrt{35} = 3,67 \text{ Mpa}$$

- Momen retak

$$M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,67 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 8,81 \text{ kNm}$$

Karena $M_a > M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif (I_e).

- Momen inersia retak penampang, dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,57 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27805,57} = 7,19$$

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)$$

c = tinggi sumbu netral dari tepi serat tertekan ke sumbu netral penampang transformasi, maka:

$$A_s = D10 - 125$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd = 0$$

$$\frac{1000c^2}{2} + 7,19 \times 78,54c - 7,19 \times 78,54 \times 95 = 0$$

$$c = 9,81 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1000 \times 9,81^3}{3} + 7,19 \times 78,54(95 - 9,81)^2 \\ &= 4130315,265 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Momen Inersia Efektif

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{8,81 \times 10^6}{11,78 \times 10^6} \right)^3 14,4 \times 10^7 + \left[1 - \left(\frac{8,81 \times 10^6}{11,78 \times 10^6} \right)^3 \right] 4,13 \times 10^6 = 1,75 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Defleksi Jangka Pendek

$$\Delta = \frac{5mal^2}{384E_c I_e} = \frac{5 \times 11,74 \times 10^6 \times 4000^2}{384 \times 27805,57 \times 1,75 \times 10^{10}} = 0,005 \text{ mm}$$

Defleksi Beban Hidup Sesaat

$$(\Delta_i)_{LL} = \frac{3,84 \times 10^6}{11,78 \times 10^6} \times 0,005 = 0,0016 \text{ mm}$$

Defleksi Beban Mati Sesaat

$$(\Delta_i)_{DL} = \frac{7,94 \times 10^6}{11,78 \times 10^6} \times 0,005 = 0,003 \text{ mm}$$

Defleksi Jangka Panjang

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi=2$

$$\lambda = 0.6\xi = 0.6 \times 2 = 1.2$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta_i)_{LL} + \lambda[(\Delta_i)_{DL} + 0.2(\Delta_i)_{LL}] \\ &= 0,0016 + 1,2[0,003 + 0,2 \times 0,0016] = 0,02 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b) batasan lendutan untuk pelat lantai adalah $l/240$.

Lendutan Pelat Sl

$$\frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16,67 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LT} = 0,02 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = 16,67 \text{ mm (Ok, Lendututan memenuhi)}$$

- **Kontrol Retak**

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

C_c = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 20 \leq 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 349 \text{ mm} > 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan $s = 315 \text{ mm}$

$$S_{\text{tul tipe A}} = 125 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

5.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

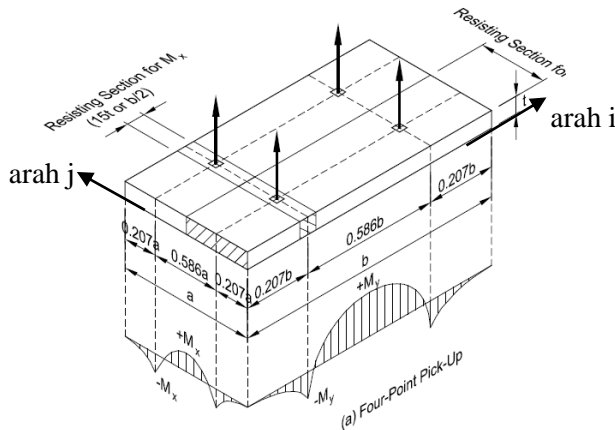
- $Idh > 8 \text{ db} = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $Idh > 150 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $Idh = \frac{0,24 \times \psi_e \times f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \times db = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \times 10 = 162,27 \text{ mm}$

Maka dipakai panjang penyaluran 175 mm

5.1.6 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat dengan dimensi 4 m x 1,6 m dengan delapan titik pengangkatan (*eight point pick up*).

1) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat



Gambar 5.3 Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi kabel sling dari muka pelat direncanakan, $h = 0,5$ m.
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.
- DL (Pelat A) = $0,07 \times 1,6 \times 3,6 \times 24 = 9,68$ kN
- beban pekerja adalah 1 kN

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat, maka LL = 2 kN.

Tulangan Angkat Pelat S1

$$\text{Beban Ultimate} = 1,2(1,2 \times (9,68) + 1,6 \times (2)) = 17,135 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{17,135}{4} = 4,284 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{400}{1.5} = 266,67 \text{ Mpa}$$

Maka diameter tulangan angkat,

$$A_{s \text{ tul}} = \frac{T_u}{\sigma_{tarik ijin}} = \frac{4284}{266,67} = 16,06 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{A_{s \text{ tul}} / \left(\frac{1}{4}\pi\right)} = \sqrt{16,06 / (1/4(\pi))} = 4,52 \text{ mm}$$

Dipakai diameter tulangan angkat $\phi 8 \text{ mm}$

Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

f_{cr} untuk beton 3 hari adalah 2,4 Mpa

$$y_c = 0,5 \times 0,07 = 0,035 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Sixth Edition*, momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{pelat} \times 24) + \left(\frac{w_{pekerja}}{A_{pelat}}\right)$$

$$w = (0,07 \times 24) + \left(\frac{2}{1,6 \times 3,6}\right) = 2,023 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_x = 0,0107 \times 2,023 \times 1,6^2 \times 3,6 = 0,199 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

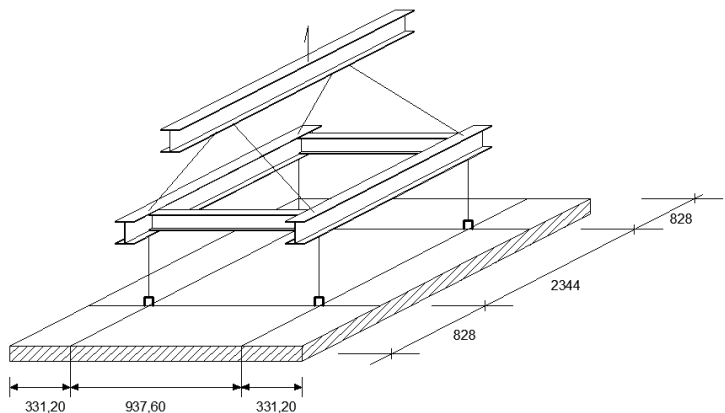
$$M_y = 0,0107 \times 2,032 \times 1,6 \times 3,6^2 = 0,449 \text{ kNm}$$

$$P = \left(\frac{17,135}{4}\right) = 4,284 \text{ kN}$$

- My ditahan oleh penampang selebar $a/2 = 160/2 = 80$ cm
 $M_y = (P \times y_c) = 4,284 \times 0,035 = 0,149 \text{ kNm}$
 $M_{tot} = 0,449 + 0,149 = 0,598 \text{ kNm}$
 $S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 800 \times 70^2 = 653333,33 \text{ mm}^3$
 $f_r = \frac{0,62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0,62 \times \sqrt{35}}{1,5} = 2,45 \text{ Mpa}$
 $f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0,598 \times 10^6 \times 1,2}{653333,33} = 1,098 \text{ Mpa}$
 $f_t = 1,098 \text{ Mpa} < f_r = 2,45 \text{ Mpa} \text{ (OK)}$

 - Mx ditahan oleh penampang selebar $15t = 1050$ mm atau $b/4 = 900$ mm
 Diambil terkecil = 900 mm
 $M_x = (P \times y_c) = 4,284 \times 0,035 = 0,149 \text{ kNm}$
 $M_{tot} = 0,199 + 0,149 = 0,348 \text{ kNm}$
 $S = \frac{1}{6} \times b \times h^2 = \frac{1}{6} \times 900 \times 70^2 = 735000 \text{ mm}^3$
 $f_r = \frac{0,62 \times \sqrt{f'_c}}{SF} = \frac{0,62 \times \sqrt{35}}{1,5} = 2,45 \text{ Mpa}$
 $f_t = f_b = \frac{M_{tot} \cdot F}{S} = \frac{0,348 \times 10^6 \times 1,2}{735000} = 0,627 \text{ Mpa}$
 $f_t = 0,627 \text{ Mpa} < f_r = 2,45 \text{ Mpa} \text{ (OK)}$

 - $I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 1600 \times 70^3 = 457333333,33 \text{ mm}^4$
 $M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t} = \frac{2,45 \times 457333333,33}{35} = 3201333,33 \text{ Nmm}$
 $= 3,20 \text{ kgm}$
 $M_x < M_{cr} \dots \text{OK}$
- Maka, pada pelat tipe S1 dapat dipakai empat titik angkat.



Gambar 5.4 Titik Angkat Pelat Tipe S1

5.1.7 Resume Perencanaan Pelat Lantai

Tabel 5.2 Resume Perencanaan Pelat Lantai 1 s/d Atap

Tipe Pelat	UKURAN PELAT		Tulangan Terpasang		Stud	Tulangan Angkat
	ly	Lx	Tulangan Utama	Tulangan Pembagi		
S1	3,6	1,6	D10-125	Ø8-250	Ø10-250	Ø8
S2	3,6	1,5	D10-125	Ø8-250	Ø10-250	Ø8
S2A	3,6	1,3	D10-125	Ø8-250	Ø10-250	Ø8
S3	6,1	1,6	D10-125	Ø8-250	Ø10-250	Ø8

5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

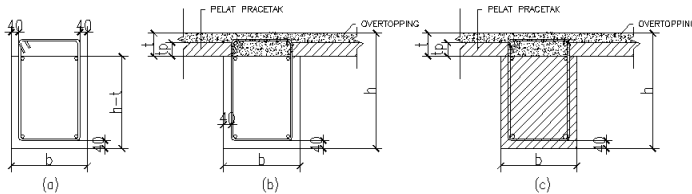
Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada dibalok induk serta titik tumpu yang kedua berada di balok anak.

5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

- Dimensi balok anak : 40 × 60 cm
- Mutu beton (f_c') : 35 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa

- Tulangan lentur : D16
- Tulangan sengkang : D10

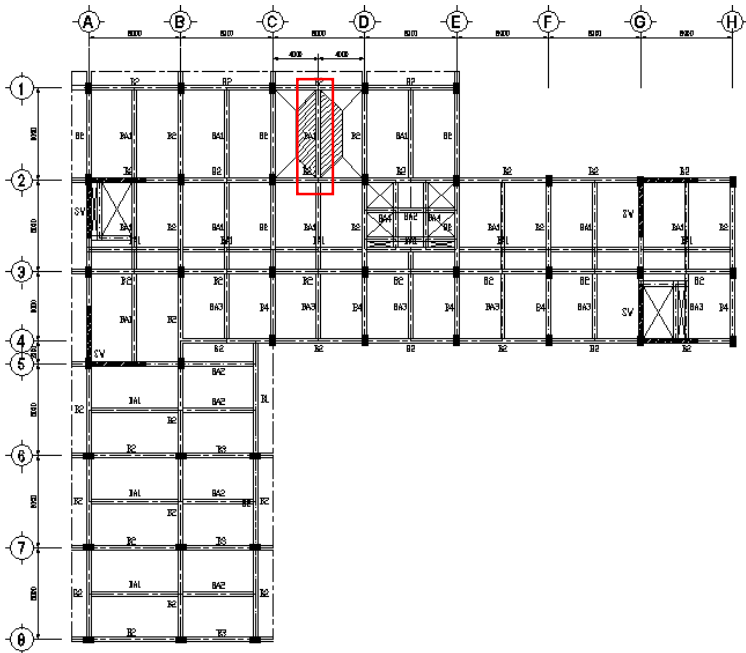
Dalam perencanaan balok anak pracetak, penulangan dikontrol terhadap tiga kondisi yaitu, penulangan sebelum komposit sebelum *overtopping*, saat *overtopping*, dan sesudah komposit.



Gambar 5.5 (a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat *overtopping*, (c) Dimensi balok anak saat komposit.

5.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Terdapat dua struktur plat lantai yang membebani balok sekunder BA1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.11. Distribusi beban pada plat lantai bertipe tributary maka untuk mendapatkan beban merata digunakan perumusan q_{ekv} (1 trapesium). Beban merata ini dipakai pada saat kondisi pelat sudah komposit.



Gambar 5.6 Denah Pembebanan Balok Sekunder BA1 As C' 1-2

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} q L_x \left[1 - \frac{L_x^2}{3L_y^2} \right]$$

$$q_{ekv} \text{ untuk dua trapesium : } q_{eq} = \frac{1}{2} \times q \times L_x \left[1 - \frac{L_x}{2L_y} \right]$$

$$L_x = 4000 - \left(\frac{400}{2} + \frac{400}{2} \right) = 3600 \text{ mm}$$

$$L_y = 8000 - \left(\frac{400}{2} + \frac{400}{2} \right) = 7600 \text{ mm}$$

Pembebanan Sebelum Komposit (Sebelum Overtopping)

Beban Mati

Berat Sendiri Blk = $0,4 \times 0,48 \times 24 = 4,61 \text{ kN/m}$

Beban Mati Pelat = $\frac{1}{2} \times 0,07 \times 4 \times 24 = 3,36 \text{ kN/m}$

$$Q_{DL} = 4,61 + 3,36 = 7,97 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = \text{Beban hidup pekerja} = 2 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1,4D_L = 1,4 \times 7,97 = 11,16 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L = 1,2 \times 11,16 + 1,6 \times 2 = 12,76 \text{ kN/m}$$

Pembebanan Sebelum Komposit (Saat Overtopping)

Pada saat pengecoran ditambahkan beban mati akibat beton basah yang diovertopping dan akibat alat saat pengecoran sebesar 10 % dari berat overtopping.

Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri Blk} = 0,4 \times 0,48 \times 24 = 4,61 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Mati Pelat} = \frac{1}{2} \times 0,12 \times 4 \times 24 = 5,76 \text{ kN/m}$$

$$Q_{DL} = 4,61 + 5,76 = 10,37 \text{ kN/m}$$

$$10\% Q_{\text{Overtopping}} = 0,1 \times 1,20 = 0,12 \text{ kN/m}$$

$$Q_{D\text{tot}} = 10,37 + 0,12 = 10,49 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = \text{Beban hidup pekerja} = 2 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1,4D_L = 1,4 \times (10,49) = 14,68 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L = 1,2 \times (10,49) + 1,6 \times 2 = 12,59 \text{ kN/m}$$

Pembebanan Sesudah Komposit

Beban Mati

$$\text{Berat Sendiri} = 0,4 \times 0,6 \times 24 = 5,76 \text{ kN/m}$$

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} \times 3,97 \times 3,60 \left[1 - \frac{3,60^2}{3 \times 7,6^2} \right] = \frac{5,45 \text{ kN/m} + 11,21 \text{ kN/m}}{2}$$

Beban Hidup

$$\text{Beban Hidup } (L_o) = 1,92 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)}$$

$$K_{LL} = 1 \text{ (SNI 1727:2013 Tabel 4-2)}$$

$$A_T = 3,6 \times 7,6 = 27,36 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 1 \times 27,36 = 27,36 \text{ m}^2$$

Maka, $227,36 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2$ (Beban Hidup tidak boleh direduksi)

Maka, Beban hidup lantai = $1,92 \text{ kN/m}^2$

$$q_{ekv} = 2 \times \frac{1}{2} \times 1,92 \times 3,6 \left[1 - \frac{3,6^2}{3 \times 7,6^2} \right] = 2,64 \text{ kN/m}$$

Kombinasi Pembebanan

$$q_u = 1,4D_L = 1,4 \times 11,21 = 15,70 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,2D_L + 1,6L_L = 1,2 \times 11,21 + 1,6 \times 2,64 = 17,68 \text{ kN/m}$$

5.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3.

Momen dan Geser sebelum komposit (Sebelum Overtopping)

$$M = \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) = \left(\frac{1}{8} \times 12,76 \times 8^2 \right) = 102,09 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 102,09 \times 8 = 52,05 \text{ N}$$

Momen dan Geser saat overtopping

$$M = \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) = \left(\frac{1}{8} \times 14,68 \times 8^2 \right) = 117,47 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 14,68 \times 8 = 58,73 \text{ kN}$$

Momen dan Geser sesudah komposit

$$M = \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) = \left(\frac{1}{8} \times 17,68 \times 8^2 \right) = 141,41 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times q \times L = \frac{1}{2} \times 17,68 \times 8 = 70,70 \text{ kN}$$

5.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur

Dimensi balok anak	= 40/60
Tebal selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 16 mm
Diameter tulangan sengkang	= 10 mm
Mutu beton (f'_c)	= 35 MPa

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit (Sebelum Overtopping)
Tulangan Lapangan

$$M_u = 102,09 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 480 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 422 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,5}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,036$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,0037 > \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{102,09 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 422^2} = 1,592 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,592}{400}} \right) = 0,0041$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0041$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0041 \times 400 \times 422 = 691 \text{ mm}^2$$

$$As_1 \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,10 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_1 \text{ tulangan}} = 3,44 \approx 4$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengakang} - n\phi_{tul.utama}}{\frac{n-1}{4}} = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{4 - 1} = 89,33 \text{ mm}$$

Dipakai 4D16 ($As = 804,20 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{804,20 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 25,62 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 804,20 \times 400 \left(422 - \frac{25,62}{2} \right) = 118471835,9 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 118471835,9 \text{ Nmm} \geq Mu = 102090000 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan Lapangan 4D16

Kontrol Retak

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

C_c = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$C_c = 40 \text{ mm}$

$$s = 380 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 40 \leq 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 299 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan $s = 299 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 89,33 \text{ mm} \leq 299 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 691 \\ &= 345,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 2D16 mm (402,12 mm²)

Perhitungan Tulangan Saat Overtopping

$$M_u = 117,47 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 480 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 422 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,0037 > \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{117,47 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 422^2} = 1,832 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,832}{400}} \right) = 0,0047$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai $\rho_{perlu} = 0,0047$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0047 \times 400 \times 422 = 798,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,10 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 3,97 \approx 4$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{4 - 1} = 89,33 \text{ mm}$$

Dipakai 4D16 ($A_s = 804,20 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{804,20 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 25,62 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 804,20 \times 400 \left(422 - \frac{25,62}{2} \right) = 118471835,9 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 118471835,9 \text{ Nmm} \geq M_u = 111747000 \text{ Nmm (OK)}$$

Maka, dipakai tulangan Tarik 4D16

Kontrol Retak

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

C_c = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 480 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2.5 \times 40 \leq 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 349 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan $s = 315 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 89,33 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \dots(\text{OK}).$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 798,6 \\ &= 399,30 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan tekan 2D16 mm} = 420,12 \text{ mm}^2$$

Perhitungan Tulangan Setelah Komposit

Tulangan Lapangan

$$M_u = 141,41 \text{ kNm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{tul. geser} - \frac{\text{tul. lentur}}{2}$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 542 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} = 0,0037 > \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{141,41 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 542} = 1,337 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,337}{400}} \right) = 0,0034$$

$$\rho_{min} \geq \rho_{perlu}$$

Maka, dipakai $\rho_{min} = 0,0037$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0037 \times 400 \times 542 = 801,6$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2 = 201,10 \text{ mm}^2$$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 3,99 \approx 4$$

$$S = \frac{b_w - 2t_{selimut} - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tul.utama}}{n - 1}$$

$$S = \frac{400 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{4 - 1} = 89,33 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{804,20 \times 390}{0,85 \times 35 \times 400} = 25,62 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 804,20 \times 400 \left(542 - \frac{25,62}{2} \right) = 153215337,4 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 153215337,4 \text{ Nmm} \geq Mu = 141410000 \text{ Nmm (OK)}$$

Kontrol Retak

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

C_c = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 480 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 40 \leq 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 349 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm}$$

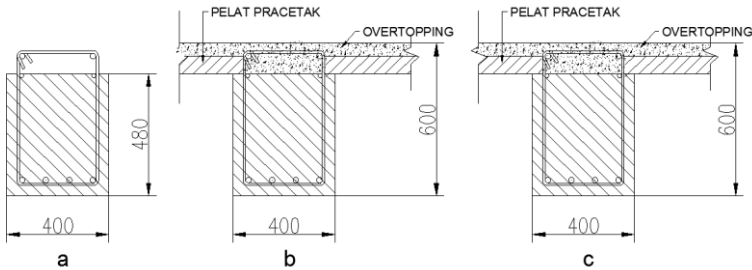
Maka, digunakan $s = 315 \text{ mm}$

$$S_{tul} = 89,33 \text{ mm} \leq 315 \text{ mm} \dots (\text{OK}).$$

Karena serat atas tidak mengalami tarik, tulangan negatif digunakan tulangan praktis minimum sehingga luasan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 801,60 \\ &= 400,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 2D16 mm ($A_s = 420,12 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.7 Penulangan daerah lapangan: (a) Tulangan balok anak sebelum komposit, (b) Tulangan balok anak saat overtopping, (c) Tulangan balok anak saat komposit.

5.2.5 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan diameter 10 mm

Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$V_u = 51,046 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI 2847:2013, Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 400 \times 422 = 169767,83 \text{ N} = 169,77 \text{ kN}$$

Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,08 \times 0,75 \times 400 \times 422}{(51,046 - 0,75 \times 169,77) \times 10^3} = -260,70 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{422}{2} = 211 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan $s = 200 \text{ mm}$

$$V_u = 51,046 \text{ kN} \leq 0.5\phi V_c = 63,66 \text{ kN}$$

Maka, dipasang sengkang daerah tumpuan $\phi 10-200 \text{ mm}$

sepanjang $2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan $\phi 10-200 \text{ mm}$

Perhitungan Tulangan Geser Saat Overtopping

$$V_u = 58,73 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 400 \times 422 = 1699767,83 \text{ N} = 169,77 \text{ kN}$$

Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,08 \times 0,75 \times 400 \times 422}{(58,73 - 0,75 \times 169,77) \times 10^3} = -289,92 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{422}{2} = 211 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan $s = 200 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 11.4.6 bila $V_u \geq 0.5\phi V_c$ maka luas minimum sengkang harus dipenuhi. Sebagaimana

ditunjukkan dengan penyelesaian dibawah ini.

$$V_u = 58,73 \geq 0,5\phi V_c = 63,66$$

$$A_{v \min} = \frac{0,35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 400 \times 200}{400} = 70 \text{ mm}^2$$

➔ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157,08 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 70 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0,75 \times 157,08 \times 400 \times 422}{200} = 99431,64 \text{ N}$$

$$= 99,43 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 99,43 + 0,75 \times 169,77 = 226,76 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 226,76 \text{ kN} \geq V_u = 68,24 \text{ kN} \text{ (Ok, Memenuhi)}$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan D10–200 mm sepanjang
 $2h=2 \times 600=1200 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan D10–200 mm

Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 70,705 \text{ kN}$$

Berdasarkan (SNI 2847:2013, Ps 11.2.1.1) kemampuan beton untuk menahan gaya geser ditentukan dengan perumusan berikut:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \times 1,0 \times \sqrt{35} \times 400 \times 542 = 218043,04 \text{ N}$$

$$= 218,04 \text{ kN}$$

Jarak Antar Tulangan Geser

$$s = \frac{A_v \phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{157,08 \times 0,75 \times 400 \times 542}{(70,705 - 0,75 \times 218,04) \times 10^3}$$

$$= -275,15 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.5 jarak tulangan geser maksimum untuk struktur yang tidak direncanakan untuk menahan beban gempa harus tidak lebih dari :

$$\frac{d}{2} = \frac{542}{2} = 271 \text{ mm}$$

➤ Maka digunakan $s = 200 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI-2847-2013 Ps 11.4.6 bila $V_u \geq 0.5\phi V_c$ maka luas minimum sengkang harus dipenuhi. Sebagaimana ditunjukkan dengan penyelesaian dibawah ini.

$$V_u = 70,705 \geq 0.5\phi V_c = 81,77$$

$$A_{v \min} = \frac{0,35b_w S}{f_{yt}} = \frac{0,35 \times 400 \times 200}{400} = 70 \text{ mm}^2$$

➔ Dipasang sengkang 2 kaki

$$A_{v \text{ pasang}} = 157,08 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 70 \text{ mm}^2$$

(Ok, Memenuhi)

Gaya geser perlawanan sengkang

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0,75 \times 157,08 \times 400 \times 542}{200} = 123464,88 \text{ N}$$

$$= 123,5 \text{ kN}$$

$$\phi(V_s + V_c) = 123,5 + 0,75 \times 218,04 = 287,03 \text{ kN}$$

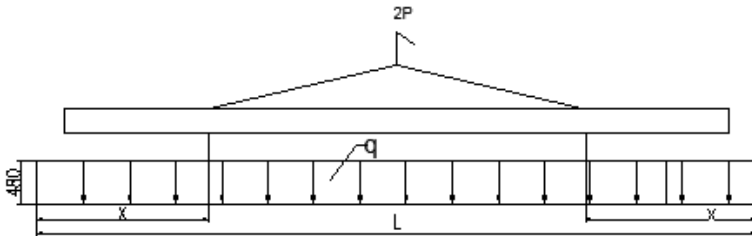
$$\phi(V_s + V_c) = 287,03 \text{ kN} \geq V_u = 93,71 \text{ kN} \quad (\text{Ok, Memenuhi})$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan $\phi 10-200 \text{ mm}$ sepanjang $2h=2 \times 600=1200 \text{ mm}$

Dipasang sengkang daerah lapangan $\phi 10-200 \text{ mm}$

5.2.6 Pengangkatan balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Analisa pada kondisi ini beban mati akibat berat sendiri dikalikan faktor beban 1,2.



Gambar 5.8 Model Struktur Balok Anak Pracetak Saat Pengangkatan

- **Kondisi Sebelum Komposit**

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$L = 8000 \text{ mm}$$

- a. **Pembebanan**

$$\text{Balok } (0,40 \times 0,48 \times 8 \times 24) = 36,86 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 36,86}{2} \\ &= 26,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. **Tulangan Angkat Balok Anak**

$$P_u = 26,53 \text{ kN}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400 \text{ Mpa}$ adalah $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 400/1,5 = 266,67 \text{ N/mm}^2 = 260000 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{26530}{266,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 5,63 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan $\phi 10 \text{ mm}$

c. Momen yang terjadi

Berat Balok Anak Pracetak

$$= (1,2 \times 0,40 \times 0,48 \times 24) = 5,53 \text{ kN/m}$$

Asumsi tulangan ekstra pada titik pengangkatan untuk menahan momen negatif akibat pengangkatan adalah 2Ø8, $A_s = 100,53 \text{ mm}^2$

$$d = 480 - 40 - 1/2 \times 8 = 436 \text{ mm}$$

- Kapasitas momen negatif penampang pada titik angkat akibat gaya angkat

$$T = C$$

$$A_s \times f_s = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$100,53 \times 266,67 = 0,85 \times 35 \times 400 \times a$$

$$a = \frac{26808,26}{11900} = 2,25 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 26808,26 \left(436 - \frac{2,25}{2} \right)$$

$$M_n = 11658203,44 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 11,66 \text{ kNm}$$

- Kapasitas momen negatif terfaktor

$$\mu_u = 0,9 \times 11,66 = 10,49 \text{ kNm}$$

- Letak titik angkat (x)

$$\mu_u = M_x,$$

dimana :

M_x = momen yang terjadi pada titik angkat x

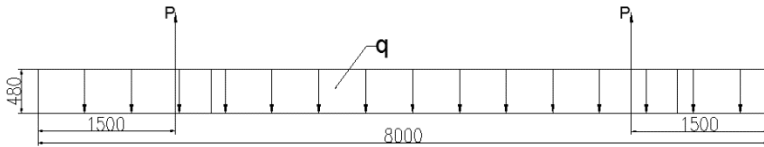
$$M_x = 1/2 \times q \times x^2$$

$$10,49 = 1/2 \times 5,53 \times x^2$$

$$x^2 = 3,79 \text{ m}$$

$$x = 1,95 \text{ m}$$

Jadi letak titik angkat balok anak 40/60 dengan bentang 8 m:
 $0 < x \leq 1,95$, ditentukan letak titik angkat $x = 1,5$ m



Gambar 5.9 Letak Titik Pengangkatan

- Kapasitas momen positif atau momen lapangan
 Luasan tulangan lentur balok BA1,
 4D16, $A_s = 804,25 \text{ mm}^2$
 $d = 480 - 40 - 10 - 1/2 \times 16 = 422 \text{ mm}$

$$T = C$$

$$A_s \times f_s = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$804,25 \times 266,67 = 0,85 \times 35 \times 400 \times a$$

$$a = \frac{214469,35}{11900} = 18,02 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 214469,35 \left(422 - \frac{18,02}{2} \right)$$

$$M_n = 88573696,86 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 88,57 \text{ kNm}$$

Momen eksternal penampang saat pengangkatan

$$M_2 = \frac{1}{8} qd(L - 2x)^2 - \frac{1}{2} qdx^2$$

Momen maksimal pada tengah bentang

Dimana, $L = 8$ m, dan $x = 1,5$ m

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot 5,53 \cdot (8 - 2,1,5)^2 - \frac{1}{2} \cdot 5,53 \cdot 1,5^2$$

$$M_2 = 24,885 - 2,765 = 11,06 \text{ kNm}$$

Syarat : $M_2 \leq \phi Mn$

$$11,06 \leq 88,57 \text{ kNm} \dots \text{Oke memenuhi}$$

Tegangan yang terjadi akibat momen Negatif

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{10,49 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 480^2}$$

$$= 0,68 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 3,668 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Tegangan yang terjadi akibat momen positif

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{11,06 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 480^2}$$

$$= 0,72 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 3,668 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai f'_{ijin} usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

5.3 Perencanaan Tangga

5.3.1 Data perencanaan

A. Lantai 1

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 500 cm
- Panjang bordes = 300 cm
- Lebar bordes = 120 cm

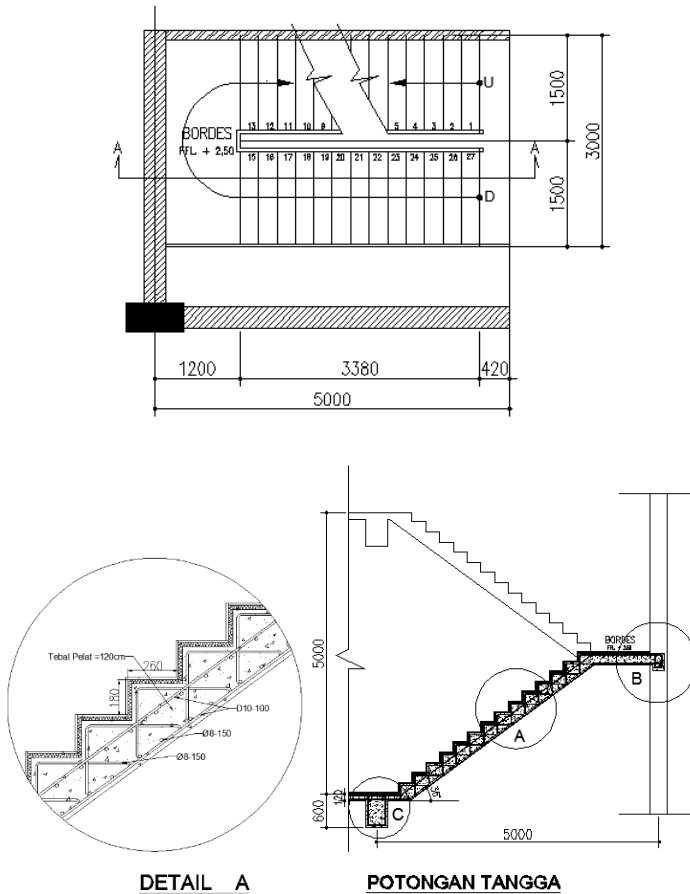
- Lebar tangga = 150 cm
- Tebal pelat tangga (tp) = 20 cm
- Tebal pelat bordes = 20 cm
- Tinggi injakan (t) = 18 cm
- Lebar injakan (i) = 26 cm
- Jumlah tanjakan (n_T) = $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = 14$ buah
- Jumlah injakan (n_i) = n_T - 1 = 27 buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 13 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 = 13 buah
- Elevasi bordes = 250 cm
- Panjang horizontal plat tangga = i × jumlah tanjakan bordes
= 26 × 13 = 338 cm
- Kemiringan tangga (α)

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{250}{338} = 0,74$$

Jadi, α = 36,50°

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 18 + 26) \leq 65$
 $60 \leq 62 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{OK})$
- $25 \leq \alpha \leq 40$
 $25 \leq 36,50^\circ \leq 40 \dots (\text{OK})$
- Tebal plat rata-rata anak tangga = (i/2) sin α
 $= (26/2) \sin 36,50^\circ$
 $= 7,73 \text{ cm}$
- Tebal plat rata-rata = tp + tr = 20 + 7,73
 $= 27,73 \text{ cm} \approx 28 \text{ cm}$



Gambar 5.10 Perencanaan Tangga

5.3.2 Perhitungan Pembebanan

a. Pembebanan Tangga Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,28}{\cos 36,50^\circ} \times 24 \times 1 = 8,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegel} &= 0,24 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Spesi (2 cm)} &= 0,42 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Sandaran} &= 0,50 \text{ kN/m}^2 + \\
 \text{Total (DL)} &= 9,52 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Hidup (LL) :

$$1. \text{ Beban Hidup (Lo)} = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

(SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (9,52) + 1,6 (1,92) \\
 &= 14,49 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat bordes} &= 0,2 \times 24 = 4,80 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Spesi} &= 2 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tegel} &= 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2 + \\
 \text{Total (LL)} &= 5,46 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Hidup (LL)

$$1. \text{ Beban Hidup (Lo)} = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

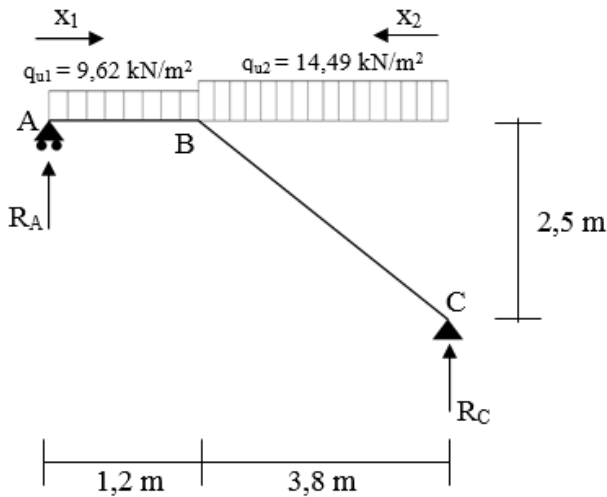
(SNI 1727:2012 Tabel 4-1)

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (5,46) + 1,6 (1,92) \\
 &= 9,62 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



Gambar 5.11 Sketsa Beban pada Tangga

- $\sum M_A = 0$
 $(R_C \times 5) - (q_2 \times 3,8 \times (1,9 + 1,2)) - (q_1 \times 1,2 \times 0,6) = 0$
 $(R_C \times 5) - 170,69 - 6,93 = 0$
 $R_C = 35,54 \text{ kN}$
- $\sum M_C = 0$
 $(R_A \times 5) - (q_2 \times 3,8 \times 1,9) - (q_1 \times 1,2 \times (0,6 + 3,8)) = 0$
 $(R_A \times 5) - 104,62 - 50,79 = 0$
 $R_A = 31,04 \text{ kN}$
- $\sum H = 0$
 $H_A = 0$

Kontrol

- $\sum V_A = 0$
 $R_A + R_C - (q_2 \times 3,8) - (q_1 \times 1,5) = 0$
 $31,04 + 35,54 - (14,49 \times 3,8) - (9,62 \times 1,2) = 0$
 $0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$

Pelat Bordes A-B (1,2 m)

- a. Gaya Momen (M)

$$M_{x_1} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$$

$$M_A = 0$$

$$M_{B \text{ kanan}} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$$

$$\begin{aligned} M_{B \text{ kanan}} &= 31,04 \times 1,2 - \frac{1}{2} \times 9,62 \times 1,2^2 \\ &= 30,22 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- b. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik A} \quad D_{A \text{ kanan}} = R_A = 31,04 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} D_{B \text{ kiri}} &= R_a - (q_1 \times 1,2) \\ &= 19,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Gaya Normal (N)

$$N_{A-B} = 0 \text{ kg}$$

Pelat Tangga B-C (3,5 m)

- a. Gaya Momen (M)

$$M_{x_1} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$$

Momen maksimum apabila :

$$\frac{\Sigma M_{x_2}}{\Sigma X_2} = 0$$

$$R_C - q_2 \times x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{R_C}{q_2} = \frac{35,54}{14,49} = 2,45 \text{ m} < 3,8 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik $X_2 = 2,45 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 35,54 \times 2,45 - \frac{1}{2} \times 14,49 \times 2,45^2 \\ &= 43,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Titik C, $M_C = 0 \text{ kgm}$

$$\begin{aligned} M_{B \text{ kiri}} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 35,54 \times 3,8 - \frac{1}{2} \times 14,49 \times 3,8^2 \\ &= 30,43 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = R_c \cos 36,50^\circ - (q_2 \cos 36,50^\circ \times x_2)$$

$$D_x = 35,54 \cos 36,50^\circ - (9,62 \cos 36,50^\circ \times x_2)$$

$$\text{Titik C } (X_2 = 0) ; D_C = 28,57 \text{ kN}$$

$$\text{Titik B } (X_2 = 3,8 \text{ m}) ; D_B = -15,69 \text{ kN}$$

c. Gaya Normal (N)

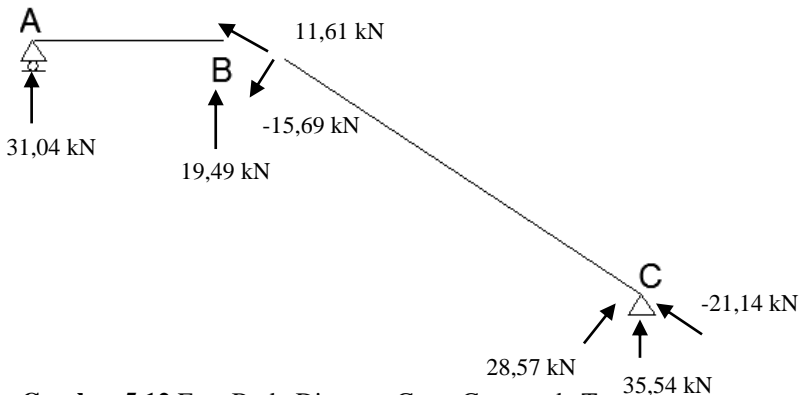
$$\text{Titik C } ; N_C = -R_C \sin 36,50^\circ = -35,54 \times \sin 36,50^\circ$$

$$N_C = -21,14 \text{ kN}$$

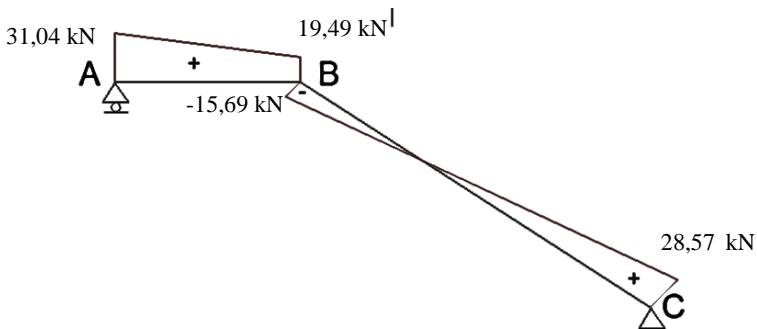
$$\text{Titik B } ; N_B = -R_C \sin 36,50^\circ + q_2 \sin 36,50^\circ \times 3,8$$

$$N_B = -35,54 \sin 36,50^\circ + 14,49 \sin 36,50^\circ \times 3,8$$

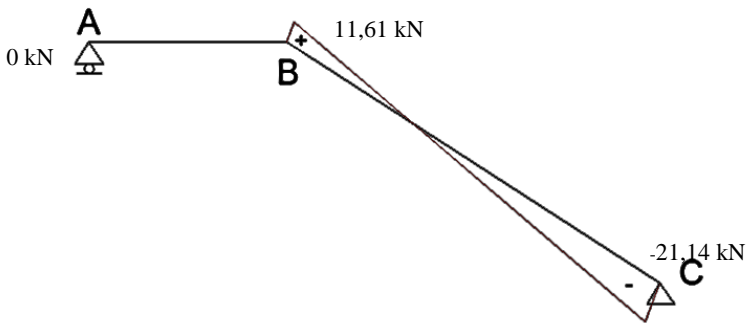
$$N_B = 11,61 \text{ kN}$$



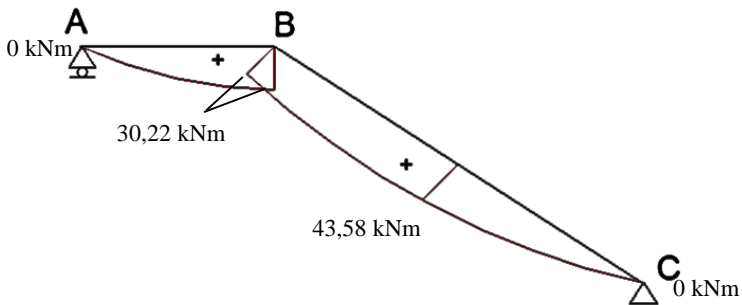
Gambar 5.12 Free Body Diagram Gaya-Gaya pada Tangga



Gambar 5.13 Bidang Lintang (D) pada Tangga



Gambar 5.14 Bidang Normal (N) pada Tangga



Gambar 5.15 Bidang Momen (M) pada Tangga

5.3.4 Perhitungan Tulangan Tangga dan Bordes

- Perhitungan Penulangan Pelat Tangga**

Data – Data Perencanaan

Mutu beton (f'_c) = 35 Mpa

Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Berat jenis beton = 2400 Mpa

D tulangan lentur = 10 mm

Tebal pelat tangga = 200 mm

Tebal pelat bordes = 200 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

$\beta_1 = 0,80$

SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} = 0,0037 \geq \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 35} = 8,067$$

$$d = 200 - 20 - (0,5 \times 10) = 175 \text{ mm}$$

Penulangan Pelat Tangga

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 43,58 \text{ kNm} = 43580000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d y^2} = \frac{43580000}{0,9 \times 1000 \times 175^2} = 1,581$$

$$\rho_{\min} = 0,0037$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,581}{400}} \right) = 0,0041 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0041 > \rho_{\min} = 0,0037$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0041 \times 1000 \times 175 = 711,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s1 \text{ tulangan}}} = 9,06 \approx 10$$

Dipakai D10 ($A_s = 785,39 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{785,39 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 10,56 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{10,56}{0,80} = 13,19$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (175 - 13,19)}{13,19} = 0,036 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kontrol Kuat Lentur Nominal

$$\phi Mn = \phi As \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 785,39 \times 400 \left(175 - \frac{10,56}{2} \right) = 47986700,69 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 47986700,69 \text{ Nmm} \geq Mu = 43580000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{10-1} = 100 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h = 400 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$100 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka dipasang tulangan lentur D10-100 mm

- Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho = 0,0018 \text{ untuk } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{Sperlu} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 175 = 315 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur Ø8-150 mm ($A_s = 351,85 \text{ mm}^2$)

Penulangan pelat bordes

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 30,22 \text{ kgm} = 30220000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d y^2} = \frac{30220000}{0,9 \times 1000 \times 175^2} = 1,096$$

$$\rho_{\min} = 0,0037$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,096}{400}} \right) = 0,0032$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0032 < \rho_{\min} = 0,0037$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0032 \times 1000 \times 175 = 560 \text{ mm}^2$$

$$A_{S1 \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,50 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{Sperlu}}{A_{S1 \text{ tulangan}}} = 7,13 \approx 8$$

Dipakai 8D10 ($A_s = 628,32 \text{ mm}^2$)

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{628,32 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 1000)} = 8,45 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{8,45}{0,80} = 10,56$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (175 - 10,56)}{10,56} = 0,048 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kontrol Kuat Lentur Nominal

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 628,32 \times 400 \left(175 - \frac{8,45}{2} \right) = 38628485,28 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn = 38628485,28 \text{ Nmm} \geq Mu = 30220000 \text{ Nmm (OK)}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{8-1} = 142,86 \text{ mm}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

$$S \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.2})$$

$$S \leq (2h=400 \text{ mm}) \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 13.3.2})$$

$$S \leq 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5})$$

$$125 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Maka dipasang tulangan lentur D10-125 mm

- Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho = 0,0018 \text{ untuk } fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$(\text{SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1})$$

$$As_{\text{perlu}} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 175 = 315 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur Ø8-150 mm ($As = 351,85 \text{ mm}^2$)

Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18,75 \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30

- **Pembebanan Balok Bordes**

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2 \times 0,3 \times 24 = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 2 \times 2,50 = 5,00 \text{ kN/m} +$$

$$q_d = 6,44 \text{ kN/m}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d = 1,2 \times 6,44 = 7,73 \text{ kN/m}$$

$$\text{beban pelat bordes} = 16,38 \text{ kN/m} +$$

$$q_u = 24,11 \text{ kN/m}$$

Pada proses Analisis struktur balok bordes ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan jepit-jepit

$$M_{\max} = 1/10 \times (24,11 \times 3^2) = 21,69 \text{ kNm} = 21690000 \text{ Nmm}$$

$$V = 1/2 \times (24,11 \times 3) = 36,16 \text{ kN} = 36160 \text{ N}$$

- **Penulangan Lentur Balok Bordes**

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } d = 300 - 20 - 10 - 13/2 = 263,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{21690000}{0,9 \times 200 \times 263,5^2} = 1,735$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,735}{400}} \right) = 0,0044 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0044 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0044 \times 200 \times 263,5 = 231,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 13}} \\ &= \frac{231,88}{132,70} = 1,75 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D13 ($A_s = 398,19 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 398,19 = 199,09 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D13 ($A_s = 265,46 \text{ mm}^2 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{398,2 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 300)} = 17,85 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{17,85}{0,80} = 22,31$$

- Regangan Tarik

$\varepsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (263,5 - 22,31)}{22,31} = 0,032 > \varepsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} M_{n \text{ rencana}} &= A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 398,2 \times 400 \times (263,5 - \frac{22,31}{2}) \\ &= 40193511,6 \text{ Nmm} = 40,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 40,19 = 36,17 \text{ kNm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 40193511,6 \text{ kNm} > 27120000 \text{ kNm.}; \text{OK}$$

- Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u \text{ total} = 36160 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 200 \times 263,5 = 51962,90 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 51962,90 = 38972,175 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 38972,175 = 19486,09 \text{ N}$$

$$\phi V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 200 \times 263,5 = 155888,70 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5(5.1) : Bila V_u kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton ϕV_c , maka tidak perlu diberi tulangan geser. Karena $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser minimum.

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ min} = 155888,70 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tulangan geser} = 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,080 \times 400 \times 263,5}{155888,70} = 106,21 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai tulangan geser Ø10 – 100 mm

5.4 Perencanaan Balok Lift

5.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : Passenger Elevator

Kapasitas : 900 Kg

Kecepatan : 1,50 m/det

Motor : 5,6 KW

Dimensi sangkar (car size)

- Car Wide (CW) : 1600 mm

- Car Depth (CD) : 1350 mm

- Opening : 900 mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway)

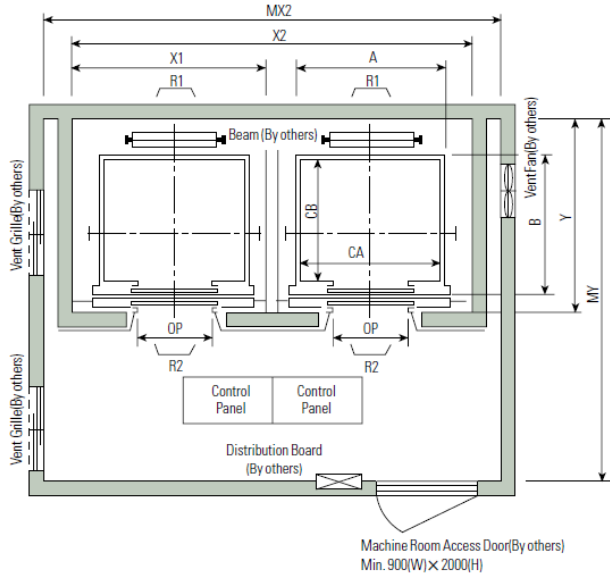
- Hoistway width (HW) : 2050 mm

- Hoistway Depth (HD) : 1950 mm

Beban reaksi ruang mesin

R₁ : 5100 kg

R₂ : 3750 kg



Gambar 5.16 Penampang Lift

Perencanaan Dimensi Balok Lift

Data desain balok lift :

- Mutu beton ($f'c$) = 35 Mpa $\rightarrow \beta_1=0,80$
- Tinggi balok (h) = 500 mm
- Lebar Balok (b) = 300 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Lentur (\emptyset) = 16 mm
- Diameter Tul. Sengkang (\emptyset) = 10 mm
- Mutu Baja = 400 MPa

5.4.2 Pembebanan Balok Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkutnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

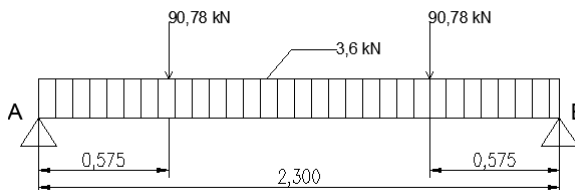
k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = R_1 \times \Psi = 5100 \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ = 9078 \text{ kg} = 90,78 \text{ kN}$$

$$q_d = 0,3 \times 0,5 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}$$

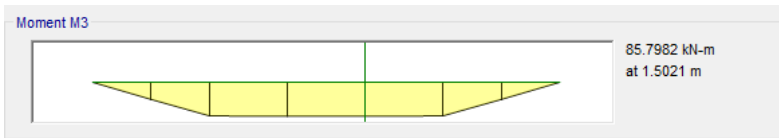


Gambar 5.17 Ilustrasi Pembebanan Balok Lift

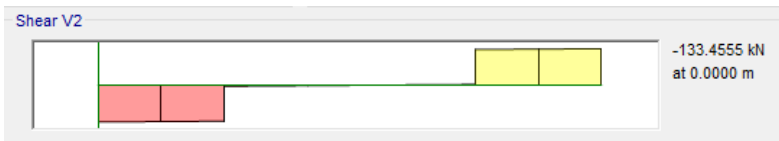
5.4.3 Desain Tulangan Lentur Balok Lift

a. Analisis Gaya Dalam Balok Lift

Dalam mencari gaya dalam balok lift digunakan program bantu analisis sehingga didapatkan gaya dalam seperti pada Gambar 5.18 untuk momen dan Gambar 5.19 untuk gaya geser.



Gambar 5.18 Momen Balok Lift Kombinasi 1,4D



Gambar 5.19 Gaya Geser Balok Lift Kombinasi 1,4D

b. Data Perencanaan

$$f_c' = 35 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0,80$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. balok diameter } (D_{16}) = 16 \text{ mm } (A_s = 201,06 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tul. sengkang diameter } (\emptyset_{10}) = 10 \text{ mm } (A_s = 78,53 \text{ mm}^2)$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - 16/2 = 442 \text{ mm}$$

$$M_u = 85798200 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 133,46 \text{ kN} = 133460 \text{ N}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,0037 > \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{85798200}{0,9 \times 300 \times 442^2} = 1,615$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,615}{400}} \right) = 0,0042 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0046 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0042 \times 300 \times 442 = 556,92 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s \phi 16} \\ &= \frac{556,92}{201,06} = 2,76 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D16 ($A_s = 603,18 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 556,92 = 278,46 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s = 402,12 > A_s'$)

.. OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{603,18 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 20,27 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{20,27}{0,80} = 25,34$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (442 - 25,34)}{25,34} = 0,049 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} M_{n \text{ rencana}} &= A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 603,18 \times 400 \times (442 - \frac{20,27}{2}) \\ &= 104196932,3 \text{ Nmm} = 104,196 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 104,196 = 93,77 \text{ kNm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 93,77 \text{ kNm} > 85,79 \text{ kNm} \text{ ..OK}$$

- Penulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki $\emptyset 10 \text{ mm}$ ($A_s = 157,10 \text{ mm}^2$)

Faktor reduksi geser $\phi : 0,9$

$$V_u = 133460 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 300 \times 442 = 130745,36 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 442 = 44200 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$133460 \text{ N} \leq 0,5 \times 0,75 \times 130745,36$$

$$133460 \text{ N} > 49029,51 \text{ N}$$

$$2. 0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$$

$$49029,51 \text{ N} < 133460 \text{ N} \leq 0,75 \times 130745,36$$

$$49029,51 \text{ N} < 133460 \text{ N} > 98059,02 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

$$3. \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s_{\min}})$$

$$98059,02 \text{ N} < 133460 \text{ N} \leq 0,75 \times (130745,36 + 44200)$$

$$98059,02 \text{ N} < 133460 \text{ N} \leq 131209,02 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

$$- \quad \emptyset V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$= 133460 - 98059,02 = 35400,98 \text{ N}$$

$$s = \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0,75 \times 157,1 \times 400 \times 442}{35400,98} = 588,44 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } S \text{ maks} < d/4 = 588,44 / 4 = 147,11 \text{ mm dan}$$

$$S_{\text{maks}} < 600 \text{ mm}$$

Bila dipasang sengkang **D10-125 mm**.

Gaya Geser Perlawanan Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157,1 \times 400 \times 442}{125} = 222202,24 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 222202,24 = 166651,68 \text{ N}$$

$$\phi V_s + \phi V_c = 166651,68 \text{ N} + 98059,02 \text{ N}$$

$$= 264710,7 \text{ N} > V_u = 133460 \text{ N} \dots \text{OK}$$

Dipasang sengkang daerah tumpuan **D10 – 125 mm**

Dipasang sengkang daerah tumpuan D10–125 mm sepanjang

$$2h = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang daerah lapangan D10–200 mm

5.5 Kontrol Kapasitas Crane

1. Balok induk 40/60

$$W = 0,40 \times (0,60 - 0,12) \times 10 \times 2400 = 4608 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat balok induk pracetak dengan beban 4,608 t dengan jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 7,5 ton.

2. Balok Anak 40/60

$$W = 0,40 \times (0,60 - 0,12) \times 10 \times 2400 = 4608 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat balok anak pracetak dengan beban 4,608 t dengan jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 7,5 ton.

3. Pelat $6,5 \times 2 \text{ m}$ ($t = 7 \text{ cm}$)

$$W = 6,5 \times 2 \times 0,07 \times 2400 = 2184 \text{ kg}$$

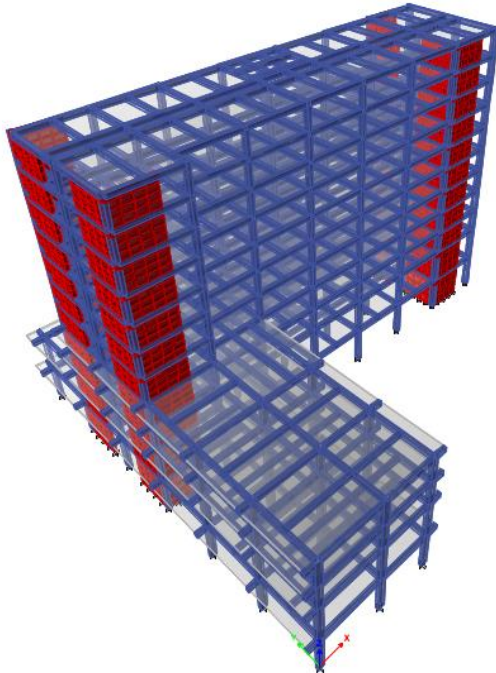
Kapasitas crane mampu mengangkat pelat pracetak dengan beban 2,184 t dengan jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 7,5 ton.

BAB VI

ANALISA DAN PEMODELAN STRUKTUR

6.1 Pemodelan Struktur

Perencanaan struktur gedung ini dimodelkan terlebih dahulu sebagai sistem ganda, yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa struktur memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser dan rangka pemikul momen dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal. Pemodelan struktur ini dapat dilihat pada Gambar 6.1.



Gambar 6.1 Permodelan Struktur Hotel Harper Pasteur Dengan Program Bantu ETABS

6.2 Pembebanan

Sebelum melakukan analisis struktur dengan program bantu analisis struktur berbasis elemen hingga seperti ETABS, dll, perlu dilakukan perhitungan beban yang hasilnya akan digunakan sebagai data input ke program tersebut. Beban-beban yang diinput tersebut meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

6.2.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan berat sendiri tambahan. Berat sendiri tambahan (Superimposed Dead Load) terdiri atas beban merata pada pelat serta beban akibat dinding. Keseluruhan beban akibat masing-masing komponen yang membebani struktur Gedung Hotel Harper Pateur dapat dilihat pada Tabel 6.1 s/d 6.6.

Tabel 6.1 Beban Pada Lantai 1

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m²)	Beban (kN)
Penggantung	1457,85				0,07	102,05
Plafond	1457,85				0,11	160,36
Spesi t=2cm	1457,85				0,42	612,30
Tegel t=1cm	1457,85				0,24	349,88
Dinding	370,50		5,00		2,50	4631,25
Ducting AC	1457,85				0,15	218,68
Plumbing	1457,85				0,10	145,79
Pelat Lantai	1457,85		0,12	1	24	4198,61
Balok						
BI	8	0,4	0,6	42	24	1935,36
	6,5	0,4	0,6	3	24	112,32
	6	0,4	0,6	6	24	207,36
	10	0,4	0,6	1	24	57,6
BA	8	0,4	0,6	24	24	1059,84
	6,5	0,4	0,6	2	24	74,88
	6	0,4	0,6	9	24	311,04
	4	0,4	0,6	4	24	92,16
	2	0,4	0,6	1	24	11,52
BK	1,5	0,4	0,6	15	24	129,60
Kolom						
K1	0,9	0,5	5	38	24	2052
Shearwall	40	0,3	5	0	24	1440,00
TOTAL						17210,19

Tabel 6.2 Beban Pada Lantai 2

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m²)	Beban (kN)
Penggantung	1505,85				0,07	105,41
Plafond	1505,85				0,11	165,64
Spesi t=2cm	1505,85				0,42	632,46
Tegel t=1cm	1505,85				0,24	361,40
Dinding	476,00		3,30		2,50	3927,00
Ducting AC	1505,85				0,15	225,88
Plumbing	1505,85				0,10	150,59
Pelat Lantai	1505,85		0,12	1	24	4336,85
Balok						
BI	8	0,4	0,6	42	24	1935,36
	6,5	0,4	0,6	3	24	112,32
	6	0,4	0,6	6	24	207,36
	10	0,4	0,6	1	24	57,6
BA	8	0,4	0,6	24	24	1059,84
	6,5	0,4	0,6	2	24	74,88
	6	0,4	0,6	9	24	311,04
	4	0,4	0,6	4	24	92,16
	2	0,4	0,6	1	24	11,52
BK	1,5	0,4	0,6	15	24	129,60
Kolom						
K1	0,9	0,5	3,3	33	24	1176,12
Shearwall	40	0,3	3,3	0	24	950,40
TOTAL						15586,02

Tabel 6.4 Beban Pada Lantai 4

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m²)	Beban (kN)
Penggantung	1187,60				0,07	83,13
Plafond	1187,60				0,11	130,64
Spesi t=2cm	1187,60				0,42	498,79
Tegel t=1cm	1187,60				0,24	285,02
Dinding	366,00		3,30		2,50	3019,50
Ducting AC	1187,60				0,15	178,14
Plumbing	1187,60				0,10	118,76
Pelat Lantai	1187,60		0,12	1	24	3420,29
Balok						
BI	8	0,4	0,6	42	24	1935,36
	6,5	0,4	0,6	3	24	112,32
	6	0,4	0,6	6	24	207,36
BA	10	0,4	0,6	1	24	57,6
	8	0,4	0,6	23	24	1232,64
	6,5	0,4	0,6	2	24	74,88
	6	0,4	0,6	9	24	311,04
	4	0,4	0,6	2	24	46,08
	2	0,4	0,6	1	24	11,52
BK	1,5	0,4	0,6	15	24	129,60
Kolom						
K2	0,8	0,4	3,3	24	24	608,26
Shearwall	40	0,9	0,5		24	950,40
TOTAL						12801,13

Tabel 6.6 Beban Pada Lantai Atap

Jenis Beban	L (m)	B (m)	H (m)	n	Beban Mati (kN/m ²)	Beban (kN)
Penggantung	727,60				0,07	50,93
Plafond	727,60				0,11	80,04
Spesi t=2cm	727,60				0,42	305,59
Tegel t=1cm	727,60				0,24	174,62
Dinding	366,00		3,30		2,50	3019,50
Ducting AC	727,60				0,15	109,14
Plumbing	727,60				0,10	72,76
Pelat Lantai	727,60		0,12	1	24	2095,49
Balok						
BI	8	0,4	0,6	31	24	1428,48
	6	0,4	0,6	6	24	207,36
BA	8	0,4	0,6	16	24	737,28
	6	0,4	0,6	8	24	276,48
	4	0,4	0,6	4	24	92,16
	2	0,4	0,6	1	24	11,52
TOTAL						5309,12

6.2.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4-1 beban hidup hotel pada plat lantai digunakan sebesar 1,92 kN/m². Sedangkan untuk lantai atap digunakan sebesar 0,96 kN/m².

Reduksi beban hidup dalam peninjauan gempa diperbolehkan untuk direduksi sebesar 0,5 sehingga total beban hidup untuk masing-masing lantai diperlihatkan pada Tabel 6.7.

Tabel 6.7 Beban Hidup Pada Tiap Lantai

Elevasi	Lantai	Luas (m²)	Beban Hidup (kN/m²)	Beban Hidup 50% (kN)
39,7	Atap	800	0,96	384,00
36,4	Lantai 10	727,6	1,92	698,50
33,1	Lantai 9	727,6	1,92	698,50
29,8	Lantai 8	727,6	1,92	698,50
26,5	Lantai 7	727,6	1,92	698,50
23,2	Lantai 6	727,6	1,92	698,50
19,9	Lantai 5	727,6	1,92	698,50
16,6	Lantai 4	1187,6	1,92	1140,10
13,3	Lantai 3	1187,6	1,92	1140,10
10	Lantai 2	1505,85	1,92	1445,62
5	Lantai 1	1457,85	1,92	1399,54
Total				9700,32

Sehingga didapatkan total beban yang bekerja pada setiap lantainya, seperti diperlihatkan pada Tabel 6.8.

Tabel 6.8 Beban yang Bekerja Pada Tiap Lantai

Elevasi	Lantai	Beban Hidup 50% (kN)	Beban Mati (kN)	Total (kN)
39,7	Atap	384,00	5309,12	5693,12
36,4	Lantai 10	698,50	9725,01	10423,50
33,1	Lantai 9	698,50	9725,01	10423,50
29,8	Lantai 8	698,50	9725,01	10423,50
26,5	Lantai 7	698,50	9725,01	10423,50
23,2	Lantai 6	698,50	9725,01	10423,50
19,9	Lantai 5	698,50	9725,01	10423,50
16,6	Lantai 4	1140,10	12801,13	13941,22
13,3	Lantai 3	1140,10	13992,57	15132,67
10	Lantai 2	1445,62	15586,02	17031,64
5	Lantai 1	1399,54	17210,19	18609,73
Total		9700,32	12329,09	132949,41

Berdasarkan Tabel 6.8 didapatkan berat total bangunan sebesar $W = 132949,41 \text{ kN}$

6.2.3 Analisis Beban Gempa

Pada struktur gedung Hotel Harper Pasteur Bandung ini mempunyai jumlah lantai 11 tingkat dengan ketinggian 39,70 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan. Oleh karena itu diperlukan tahapan awal dalam menentukan beban gempa dinamik diantaranya sebagai berikut :

a. Menentukan Kategori resiko Bangunan

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam Tugas akhir ini fungsi bangunan adalah hotel. Berdasarkan Tabel 3.3 atau SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan yang dirancang masuk kedalam **kategori resiko II**.

b. Faktor keutamaan (I_e)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hotel (penginapan). Pada Tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I_e = 1,0$.

c. Menentukan Parameter Percepatan Gempa

Nilai parameter percepatan gempa didapat dari peta zonasi gempa pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3 Untuk kota Bandung didapat nilai $S_s = 1,450 \text{ g}$ dan $S_1 = 0,486 \text{ g}$.

d. Menentukan Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726:2012 pasal 5.3 untuk menentukan klasifikasi situs dapat ditentukan salah satunya dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2012 pasal 5.4.2 persamaan (2). Berdasarkan hasil Perhitungan nilai \bar{N} nilai \bar{N} diketahui situs merupakan Tanah Sedang (SD). $\bar{N} = 15$ s/d 50.

e. Menentukan Koefisien Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 4 dan 5 pada SNI 1726:2012.

- Menentukan F_a

Berdasarkan Tabel 4 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter S_s yang terdapat pada Tabel 6.11. dengan klasifikasi situs tanah Sedang (SD) didapatkan F_a sebesar 1.

- Menentukan F_v

Berdasarkan Tabel 5 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter S_1 yang terdapat pada Tabel 6.11 dengan klasifikasi situs tanah Sedang (SD) didapatkan F_v sebesar 1,514 (interpolasi linier).

f. Menghitung Parameter Percepatan Desain Spektral

Sebelum menentukan parameter percepatan desain spektral perlu dihitung nilai parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) dengan persamaan (6-1) dan (6-2) atau bisa dilihat pada SNI 1726:2012 Pasal 6.2 persamaan (5) dan (6). Selanjutnya nilai S_{DS} dan S_{DI} dapat dicari dengan persamaan (6-3) dan (6-4) atau bisa dilihat pada SNI 1726:2012 Pasal 6.3 persamaan (7) dan (8).

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1 \times 1,450 \text{ g} = 1,450 \text{ g} \quad (6-1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,514 \times 0,486 \text{ g} = 0,486 \text{ g} \quad (6-2)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,450 = 0,967 \quad (6-3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.486 = 0,490 \quad (6-4)$$

g. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan Tabel 3.8 dan Tabel 3.9, dilihat dari kategori resiko yang didapat pada tinjauan sebelumnya maka diketahui bangunan termasuk kategori desain seismik D untuk kedua parameter S_{DS} dan S_{D1} .

h. Menentukan parameter struktur R, Cd, dan Ω_0

Gedung ini menggunakan material beton bertulang dan direncanakan dengan sistem ganda. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5 nilai koefisien modifikasi respon (R) = 7 dan nilai faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 2,5.

6.2.3.1 Analisa Model Respon Spektrum

Untuk grafik respons spektrum rencana, penggambarannya mengikuti ketentuan SNI 1726:2012 Pasal 6.4 berikut :

- *Batasan Periode*

$$T_0 = \frac{0.2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,490}{0,967} = 0,101 \text{ dt}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,490}{0,967} = 0.507 \text{ dt}$$

- *Respon Spektrum Percepatan Desain saat $T < T_0$*

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0,967 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,101} \right) = 0,387$$

- *Respon Spektrum Percepatan Desain saat $T_0 \leq T \leq T_S$*

$$S_a = S_{DS} = 0,967 \text{ g}$$

- *Respon Spektrum Percepatan Desain saat $T \geq T_S$*

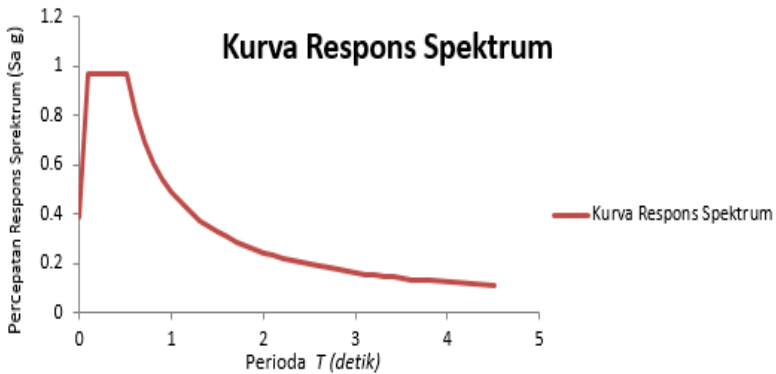
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Karena $T_s = 0,507$ detik maka untuk $T \geq T_s$. Misalkan T yang diambil 0,6 detik. Maka :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,490}{0,6} = 0.817$$

Tabel 6.9 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra (S_a)

T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0,387	$T_s+0,3$	0,54
T_0	0,967	$T_s+1,3$	0,257
T_s	0,967	$T_s+2,3$	0,169
T_s+0	0,807	T_s+3	0,136
$T_s+0,1$	0,693	T_s+4	0,123



Gambar 6.2 Hasil Grafik Spektrum Respon Desain

Nilai *spectrum respons* tersebut harus dikalikan dengan suatu faktor skala (*scale factor*) yang besarnya $= g \times I_e/R$

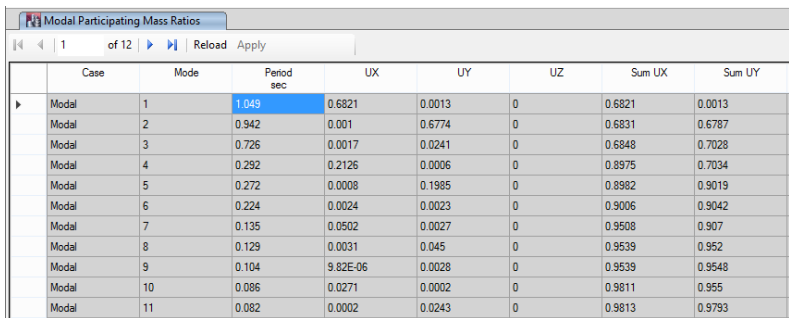
Keterangan :

g = percepatan gravitasi ($g = 9,81$ m/det)

$Scale\ factor = 9,81 \times 1 / 7 = 1,401$, karena gempa dua arah yaitu arah x,y maka beban gempa didistribusikan 100% kearah x dan 30% kearah y jika ditinjau dari sumbu x dan sebaliknya. Sehingga scale factor arah x = 1,401 dan scale factor arah y = $0,3 \times 1,401 = 0,420$

Nilai redaman untuk struktur beton diambil, $Damping = 0,05$.

Dari hasil analisa struktur menggunakan program analisa struktur didapat nilai T (Periode Getar Fundamental Struktur) = 1,049 detik



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.049	0.6821	0.0013	0	0.6821	0.0013
Modal	2	0.942	0.001	0.6774	0	0.6831	0.6787
Modal	3	0.726	0.0017	0.0241	0	0.6848	0.7028
Modal	4	0.292	0.2126	0.0006	0	0.8975	0.7034
Modal	5	0.272	0.0008	0.1985	0	0.8982	0.9019
Modal	6	0.224	0.0024	0.0023	0	0.9006	0.9042
Modal	7	0.135	0.0502	0.0027	0	0.9508	0.907
Modal	8	0.129	0.0031	0.045	0	0.9539	0.952
Modal	9	0.104	9.82E-06	0.0028	0	0.9539	0.9548
Modal	10	0.086	0.0271	0.0002	0	0.9811	0.955
Modal	11	0.082	0.0002	0.0243	0	0.9813	0.9793

Gambar 6.3 Nilai Periode Fundamental Struktur (T) dari Tabel Modal Participating Mass Ratio Program Analisa Struktur

- *Menghitung Periode Fundamental Perkiraan*

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726 2012, serta h_n merupakan total tinggi bangunan.
 $T_a = C_t h_n^x = 0,0488 \times 39,7^{0,75} = 0,772\ detik$

- *Menghitung Batas Atas Periode Struktur*

Batas atas perioda struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien C_u . Berdasarkan nilai SD1 yang didapat dari perhitungan sebelumnya.

$$T = C_u.T_a \rightarrow C_u \text{ (Tabel 14 SNI 1726:2012)}$$

$$C_u = 1,4$$

$$\text{Maka, } T = 1,4 \times 0,772 = 1,081 \text{ detik}$$

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka digunakan $T = T_c$
- Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Keterangan :

T_c : Periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisa struktur

Dari hasil analisa program bantu analisa struktur maka didapat $T_c = 1,049$ detik, $T_a = 0,772$ dan $C_u \times T_a = 1,081$ detik, karena $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah **$T_x = 1,049$ detik** dan **$T_y = 0,942$**

6.2.3.2 Analisa Model Statik Ekuivalen

a. Menentukan Koefisien Respons Seismik

Menentukan koefisien Respon Seismik (C_s) ditentukan dengan perumusan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,143$$

Dan C_s tidak perlu lebih dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,490}{1,049 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,067$$

Dan C_s tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,001$$

$$C_s = 0,044 \times 0,967 \times 1 \geq 0,001$$

$$C_s = 0,0425 \geq 0,001$$

Maka, nilai C_{sx} diambil **0,067**

a. Menentukan Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, gaya gempa lateral didapat dengan mengalikan dengan berat bangunan dengan koefisien respon seismik.

$$V = C_s \cdot W$$

Arah X :

$$V = C_s \cdot W = 0,067 \times 132949,41 \text{ kN}$$

$$V = \mathbf{8871,74 \text{ kN}}$$

Arah Y :

$$V = C_s \cdot W = 0,074 \times 132949,41 \text{ kN}$$

$$V = \mathbf{9879,468 \text{ kN}}$$

b. Menghitung Distribusi Vertikal Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, distribusi vertikal beban gempa ditentukan dengan menghitung gaya gempa pada tiap lantai, F_i , dengan Persamaan (6-9). Selanjutnya nilai F_i dikalikan dengan faktor distribusi vertikal C_{vx} sesuai Persamaan (6-10) untuk mendapatkan nilai V_i . Rangkuman hasil perhitungannya diperlihatkan pada Tabel 6.4.

$$F_x = C_{vx} V \quad (6-9)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (6-10)$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

w_i dan w_x = bagian dari berat total seismik efektif struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar ke tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur yang nilainya sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode $\leq 0,5 \text{ s}$, $k = 1$

- untuk struktur dengan periode $\geq 2,5$ s, $k = 2$
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s, $k=2$ atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

Dari hasil analisis struktur didapatkan,

$T_{cx} = 1,015$ detik, maka nilai k adalah sebagai berikut :

$$k = 1 + \left(\frac{1,049 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,27$$

$T_{cy} = 0,909$ detik, maka nilai k adalah sebagai berikut :

$$k = 1 + \left(\frac{0,9 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,22$$

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 6.10 untuk arah x dan Tabel 6.11 untuk arah y.

Tabel 6.10 Gaya Gempa (F_x) Pada Tiap Lantai

Lantai Ke	hi (m)	hi ^k (m)	Wi (kN)	Wi x hi ^k (kN)	C _{vx}	Fix (kN)
Atap	39,7	109,06	5693,12	620881,67	0,097	856,949
Lantai 10	36,4	97,64	10423,5	1017741,42	0,158	1404,700
Lantai 9	33,1	86,50	10423,5	901642,79	0,140	1244,459
Lantai 8	29,8	75,66	10423,5	788682,79	0,123	1088,550
Lantai 7	26,5	65,15	10423,5	679110,75	0,106	937,317
Lantai 6	23,2	54,99	10423,5	573229,03	0,089	791,178
Lantai 5	19,9	45,23	10423,5	471413,47	0,073	650,651
Lantai 4	16,6	35,89	13941,22	500413,09	0,078	690,677
Lantai 3	13,3	27,06	15132,67	409509,91	0,064	565,211
Lantai 2	10	18,81	17031,64	320447,20	0,050	442,285
Lantai 1	5	7,78	18609,73	144736,26	0,023	199,767
TOTAL		623,78	132949,40	6427808,39	1,000	8871,743

Tabel 6.11 Gaya Gempa (F_y) Pada Tiap Lantai

Lantai Ke	h_i (m)	h_i^k (m)	W_i (kN)	$W_i \times h_i^k$ (kN)	C_{vy}	F_{iy} (kN)
Atap	39,7	89,56	5693,12	509886,54	0,094	930,39
Lantai 10	36,4	80,56	10423,50	839689,12	0,155	1532,18
Lantai 9	33,1	71,73	10423,50	747693,69	0,138	1364,31
Lantai 8	29,8	63,10	10423,50	657705,99	0,121	1200,11
Lantai 7	26,5	54,67	10423,50	569897,76	0,105	1039,89
Lantai 6	23,2	46,48	10423,50	484478,56	0,089	884,03
Lantai 5	19,9	38,54	10423,50	401710,65	0,074	733,00
Lantai 4	16,6	30,89	13941,22	430579,04	0,080	785,68
Lantai 3	13,3	23,56	15132,67	356564,71	0,066	650,62
Lantai 2	10	16,63	17031,64	283306,46	0,052	516,95
Lantai 1	5	7,14	18609,73	132795,23	0,025	242,31
TOTAL		522,86	132949,4	5414307,75	1,000	9879,47

6.3 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol Sistem Ganda
- Kontrol batas simpangan (*drift*)
- Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga
- Kontrol pengaruh P-Delta

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

6.3.1 Kontrol Waktu Getar Alami

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 7.8.2 periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Periode yang didapat dari hasil analisis komputer (T_c) sebagaimana yang ditunjukkan pada Tabel 6.16, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a

$$T_c < T = T_a C_u$$

Dimana :

T_a = Periode Fundamental pendekatan

C_u = Koefisien untuk batas atas

Tabel 6.12 Kontrol Periode Struktur dari ETABS

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1,049
Modal	2	0,942
Modal	3	0,726
Modal	4	0,292
Modal	5	0,272
Modal	6	0,224
Modal	7	0,135
Modal	8	0,129
Modal	9	0,104
Modal	10	0,086
Modal	11	0,082

Pada perhitungan sebelumnya didapatkan periode batasan atas sebesar $T=1,081$ detik.

Sehingga :

- Arah X
 $T_{cx}=1,049 \text{ dt} < T=1,081 \text{ dt} \rightarrow \text{OKE}$
- Arah Y
 $T_{cy}=0,942 \text{ dt} < T=1,081 \text{ dt} \rightarrow \text{OKE}$

6.3.2 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90 dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau model (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1). Dari hasil analisis struktur pada Tabel 6.13 diketahui partisipasi massa telah mencapai minimal 90% .

Tabel 6.13 Jumlah Respon Ragam

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	1	1,049	0,682	0,001
Modal	2	0,942	0,683	0,679
Modal	3	0,726	0,685	0,7028
Modal	4	0,292	0,898	0,703
Modal	5	0,272	0,898	0,902
Modal	6	0,224	0,901	0,904
Modal	7	0,135	0,951	0,907
Modal	8	0,129	0,954	0,952
Modal	9	0,104	0,954	0,955
Modal	10	0,086	0,981	0,955
Modal	11	0,082	0,981	0,979

Dari tabel di atas, didapat partisipasi massa arah X sebesar 90% pada moda ke 6 dan arah Y sebesar 90% pada moda ke 5.

Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

6.3.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir $V_{dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$$

Maka nilai *base reaction* respon spectrum hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 6.14, Table 6.15, dan Tabel 6.16.

Tabel 6.14 Nilai Akhir Base Reaction dari ETABS

	$F_x (kN)$	$F_y (kN)$
<i>RSPX</i>	2739,07	893,411
<i>RSPY</i>	829,175	2936,12

Berdasarkan SNI-1726-2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar (V) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI-1726-2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horizontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer (T_c) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 6.18.

Tabel 6.15 Gaya Dasar (V) Pada Masing-Masing Arah

	$T_c (detik)$	$V (kN)$	$0.85V (kN)$
Sumbu X	1,049	8871,74	7540,98
Sumby Y	0,942	9879,47	8397,55

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap $0.85V_{statik}$ seperti diperlihatkan pada Tabel 6.19.

Tabel 6.16 Kontrol Akhir Base Reaction

	Fx	Fy	Kontrol Akhir	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	2739,07	893,411	Tidak	
$0.85V_{statik}$	7540,98	2262,294	OK	
$V_{dinamik}$	829,175	2936,12		Tidak
$0.85V_{statik}$	2519,264	8397,55		OK

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 6.16 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$. maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan $\frac{0.85V_{statik}}{V_{dinamik}}$ pada masing-masing arah, sehingga persyaratan $V_{dinamik} \geq 0.85V_{statik}$ terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada Tabel 6.17.

Tabel 6.17 Faktor Skala Gempa Dinamik

	Fx	Fy	Faktor Skala	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	2739,07	893,411	2,8	
$0.85V_{statik}$	7540,98	2262,294		
$V_{dinamik}$	829,175	2739,07		2,9
$0.85V_{statik}$	2519,264	8397,55		

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada Tabel 6.18.

Tabel 6.18 Gempa Dinamik Dengan Faktor Skala

	Fx	Fy	Kontrol Akhir	
			Fx	Fy
$V_{dinamik}$	7735,074	2501,549	OK	
$0.85V_{statik}$	7540,982	2262,294		
$V_{dinamik}$	2519,264	8632,559		OK
$0.85V_{statik}$	2519,264	8397,550		

Berdasarkan Tabel 6.18 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2021 Ps. 7.9.4.

6.3.4 Kontrol Sistem Ganda

Menurut SNI 1726:2012 bahwa Sistem Rangka Pemikul Momen harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur bangunan.

Maka harus memeriksa persentase antara base shears yang dihasilkan oleh SRPM dan shearwall dari masing-masing kombinasi pembebanan gempa. Caranya adalah dengan menjumlah reaksi perletakan SRPM dan reaksi perletakan shearwall untuk kombinasi pembebanan gempa, kemudian dibandingkan persentasenya. Persentasenya dihitung dan disajikan dalam tabel 6.19.

Tabel 6.19 Nilai Persentase Base Shear SRPM Dan *Shearwall*

Pembe- banan	Reaksi Dalam Menahan Gempa (kN)				Persentase Dalam Menahan Gempa (%)			
	FX		FY		FX		FY	
	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW
RSP X	2271,96	6156,82	854,79	2445,67	26,95	73,05	25,90	74,10
RSP Y	1095,30	2402,98	3328,72	6315,44	31,31	68,69	34,52	65,48

Dari hasil diatas, dapat dilihat bahwa persentase dari SRPM nilainya lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur

gedung ini telah memenuhi syarat sebagai struktur *Dual System* menurut SNI 1726:2012.

6.3.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_l \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I}$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I}$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai $C_d = 5,5$ dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,02 \times 5 \\ &= 0,1 \text{ m} \\ &= 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Untuk tinggi tingkat 3,3 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,02 \times 3,3 \\ &= 0,066 \text{ m} \\ &= 66 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

- Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah x

Tabel 6.20 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis
Arah X

Lantai	Elevasi	Total Drift	Perpindahan	Story Drift	Story drift Izin Δ_a	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	39,7	38,2	3,2	17,60	66	oke
Lantai 10	36,4	35	3,3	18,15	66	oke
Lantai 9	33,1	31,7	3,5	19,25	66	oke
Lantai 8	29,8	28,2	3,5	19,25	66	oke
Lantai 7	26,5	24,7	3,7	20,35	66	oke
Lantai 6	23,2	21	3,7	20,35	66	oke
Lantai 5	19,9	17,3	3,2	17,60	66	oke
Lantai 4	16,6	14,1	3,5	19,25	66	oke
Lantai 3	13,3	10,6	3,3	18,15	66	oke
Lantai 2	10	7,3	4,6	25,30	100	oke
Lantai 1	5	2,7	2,7	14,85	100	oke

- Analisa Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

Tabel 6.21 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah Y

Lantai	Elevasi	Total Drift	Perpindahan	Story Drift	Story drift Izin Δ_a	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	39,7	35,1	2,5	13,75	66	oke
Lantai 10	36,4	32,6	2,7	14,85	66	oke
Lantai 9	33,1	29,9	2,9	15,95	66	oke
Lantai 8	29,8	27	3,1	17,05	66	oke
Lantai 7	26,5	23,9	3,3	18,15	66	oke
Lantai 6	23,2	20,6	3,4	18,70	66	oke
Lantai 5	19,9	17,2	3,5	19,25	66	oke
Lantai 4	16,6	13,7	3,4	18,70	66	oke
Lantai 3	13,3	10,3	3,2	17,60	66	oke
Lantai 2	10	7,1	4,5	24,75	100	oke
Lantai 1	5	2,6	2,6	14,30	100	oke

Dari hasil kontrol pada tabel di atas, maka analisis struktur Harper Pasteur telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

6.3.6 Kontrol Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps 7.8.7 pengaruh P-delta harus diperhitungkan dengan menggunakan persamaan 35 pada SNI 1726:2012. Pengaruh P-delta dapat diabaikan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas $(\theta) \leq 0,1$

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Dimana :

P_x = Beban desain vertikal total pada dan diatas tingkat-x, tanpa faktor beban (kN)

Δ = Simpangan antar lantai tingkat desain (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antar tingkat x dan $x-1$ (kN)

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x , (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Berdasarkan persamaan diatas didapatkan hasil perhitungan koefisien stabilitas yang diperlihatkan pada Tabel 6.22.

Tabel 6.22 Perhitungan Koefisien Stabilitas (Θ) Arah X

Lantai	Story Drift	Ie	hsx	cd	V (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (Px) (kN)	Stability Ratio (θ)	Cek
	(mm)		(mm)						
Atap	17,60	1	3300	5,5	856,95	5693,12	5693,12	0,0064	OK
10	18,115	1	3300	5,5	2261,65	10423,50	16116,62	0,0071	OK
9	19,25	1	3300	5,5	3506,11	10423,50	26540,13	0,0080	OK
8	19,25	1	3300	5,5	4594,66	10423,50	36963,63	0,0085	OK
7	20,35	1	3300	5,5	5531,97	10423,50	47387,14	0,0096	OK
6	20,35	1	3300	5,5	6323,15	10423,50	57810,64	0,0103	OK
5	17,60	1	3300	5,5	6973,80	10423,50	68234,14	0,0095	OK
4	19,25	1	3300	5,5	7664,48	13941,22	82175,37	0,0114	OK
3	18,15	1	3300	5,5	8229,69	15132,67	97308,04	0,0118	OK
2	25,30	1	5000	5,5	8671,98	17031,64	114339,68	0,0121	OK
1	14,85	1	5000	5,5	8871,74	18609,73	132949,41	0,0081	OK

Tabel 6.23 Perhitungan Koefisien Stabilitas (Θ) Arah Y

Lantai	Story Drift (mm)	Ie	hsx (mm)	cd	V (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (Px) (kN)	Stability Ratio (θ)	Cek
Atap	13,75	1	3300	5,5	930,39	5693,12	5693,12	0,0046	OK
10	14,85	1	3300	5,5	2462,57	16116,62	16116,62	0,0054	OK
9	15,95	1	3300	5,5	3826,88	26540,13	26540,13	0,0061	OK
8	17,05	1	3300	5,5	5026,99	10423,50	36963,63	0,0069	OK
7	18,15	1	3300	5,5	6066,88	10423,50	47387,14	0,0078	OK
6	18,70	1	3300	5,5	6950,91	10423,50	57810,64	0,0086	OK
5	19,25	1	3300	5,5	7683,91	10423,50	68234,14	0,0094	OK
4	18,70	1	3300	5,5	8469,59	13941,22	82175,37	0,0100	OK
3	17,60	1	3300	5,5	9120,21	15132,67	97308,04	0,0103	OK
2	24,75	1	5000	5,5	9637,16	17031,64	114339,68	0,0107	OK
1	14,30	1	5000	5,5	9879,47	18609,73	132949,41	0,0070	OK

Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa koefisien stabilitas (θ) $< 0,1$ sehingga pengaruh P-delta tidak perlu diperhitungkan.

6.3.7 Kontrol Eksentrisitas dan Torsi

Torsi berdasarkan SNI 1726:2012 terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi bawaan dapat dilihat melalui ETABS. Berikut merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui *software* ETABS Untuk masing-masing arah baik searah sumbu-x dan searah sumbu-y. Dari program bantu analisis didapat nilai pusat massa (X_{CM} dan Y_{CM}), serta pusat kekakuan (X_{CR} dan Y_{CR}) yang diperlihatkan pada Tabel 6.24. Dari nilai-nilai ini dapat diketahui besarnya eksentrisitas pusat massa dan pusat kekakuan (e_x , dan e_y).

Tabel 6.24 Data Eksentrisitas Torsi Bawaan ETABS

LANTAI	PUSAT MASSA		PUSAT ROTASI		EKSENTRISITAS (e)	
	Xcm(m)	Ycm(m)	Xcr(m)	Ycr(m)	X(m)	Y(m)
ATAP	25,765	32,494	25,510	32,366	0,26	0,13
Lantai 10	25,437	32,571	25,367	32,310	0,07	0,26
Lantai 9	25,437	32,571	25,177	32,247	0,26	0,32
Lantai 8	25,437	32,571	24,951	32,179	0,49	0,39
Lantai 7	25,437	32,571	24,694	32,102	0,74	0,47
Lantai 6	25,437	32,571	24,410	32,017	1,03	0,55
Lantai 5	25,437	32,571	24,105	31,925	1,33	0,65
Lantai 4	22,745	29,140	23,819	31,845	-1,07	-2,71
Lantai 3	22,194	28,227	23,629	31,841	-1,43	-3,61
Lantai 2	21,699	29,666	23,493	31,838	-1,79	-2,17
Lantai 1	22,998	30,435	23,704	31,280	-0,71	-0,85

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur bangunan dimana gaya gempa bekerja. Data mengenai eksentrisitas tak terduga dapat dilihat pada Tabel 6.25 berikut ini.

Tabel 6.25 Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga

LANTAI	Panjang Bentang Total Sumbu Lx (m)	Panjang Bentang Total Sumbu Ly (m)	0,05 Lx (m)	0,05 Ly (m)
ATAP	56	16	2,8	0,8
Lantai 10	57	16	2,85	0,8
Lantai 9	58	16	2,9	0,8
Lantai 8	59	16	2,95	0,8
Lantai 7	60	16	3	0,8
Lantai 6	61	16	3,05	0,8
Lantai 5	62	16	3,1	0,8
Lantai 4	57,5	40	2,875	2
Lantai 3	57,5	40	2,875	2
Lantai 2	57,5	49,5	2,875	2,475
Lantai 1	57,5	49,5	2,875	2,475

Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A) ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$A = (\delta_{max} / (1,2 \delta_{avg}))^2 \geq 1$$

Untuk mengetahui faktor amplifikasi (A_x), dicari nilai δ_{max} , δ_{min} , δ_{avg} , dengan besar nilai δ_{avg} adalah:

$$\delta_{avg} = (\delta_{max}, \delta_{min}) / 2$$

Nilai-nilai δ_{max} , δ_{min} , δ_{avg} diambil dari kombinasi pembebanan terbesar atau kombinasi envelope. Nilai dari δ_{max} , δ_{min} , δ_{avg} dan A_x untuk pembebanan gempa arah x / sumbu-x dominan didapat dari *software* ETABS terdapat dalam Tabel 6.25a dan Tabel 6.25b berikut ini.

Tabel 6.26a Nilai dari δ_{\max} , δ_{\min} , δ_{avg} δ_{avg} untuk gempa arah x dominan

LANTAI	δ_{\max} (mm)	δ_{\min} (mm)	δ_{avg} (mm)	$1.2\delta_{\text{avg}}$ (mm)	Ax	CEK
ATAP	38,2	37,80	38	45,60	0,70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 10	35	34,60	34,8	41,76	0,70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 9	31,7	31,30	31,5	37,80	0,70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 8	28,2	28,00	28,1	33,72	0,70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 7	24,7	24,30	24,5	29,40	0,71	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 6	21	20,80	20,9	25,08	0,70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 5	17,3	17,10	17,2	20,64	0,70	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 4	14,1	13,50	13,8	16,56	0,72	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 3	10,6	10,00	10,3	12,36	0,74	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 2	7,3	6,70	7	8,40	0,76	Tanpa Ketidakberaturan torsi
Lantai 1	2,7	2,50	2,6	3,12	0,75	Tanpa Ketidakberaturan torsi

Tabel 6.26b Nilai dari δ_{\max} , δ_{\min} , δ_{avg} δ_{avg} untuk gempa arah y dominan

LANTAI	δ_{\max} (mm)	δ_{\min} (mm)	δ_{avg} (mm)	$1.2\delta_{\text{avg}}$ (mm)	Ay	CEK
ATAP	35,1	34,50	34,8	41,76	0,71	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 10	32,6	31,80	32,2	38,64	0,71	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 9	29,9	29,10	29,5	35,40	0,71	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 8	27	26,00	26,5	31,80	0,72	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 7	23,9	22,90	23,4	28,08	0,72	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 6	20,6	19,60	20,1	24,12	0,73	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 5	17,2	16,40	16,8	20,16	0,73	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 4	13,7	13,10	13,4	16,08	0,73	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 3	10,3	9,90	10,1	12,12	0,72	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 2	7,1	6,70	6,9	8,28	0,74	Tanpa Ketidakberaturan tosi
Lantai 1	2,6	2,60	2,6	3,12	0,69	Tanpa Ketidakberaturan tosi

Tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum (δ_{\max}) dan defleksi rata-rata (δ_{avg}):

1. $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$ = Tanpa ketidakberaturan torsi

2. $1,2 \delta_{\max} [\delta_{\max} < 1,4 \delta_{\text{avg}} = \text{ketidakberaturan torsi 1a}$
3. $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}} = \text{Ketidak beraturan torsi}$

Dilihat dari Table 6.18a dan 6.18b tersebut terlihat bahwa $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$, sehingga struktur bangunan tersebut termasuk kedalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ($A_x < 1$) sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu x (edx) menggunakan faktor amplifikasi (A_x) dan untuk arah perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu y (edy) menggunakan faktor amplifikasi (A_y)

dengan nilai . Untuk eksentrisitas desain berikut ini yang menghasilkan pengaruh paling besar.

- $\text{edx} = e_{0x} + [0,05 L_x][A_x]$
- $\text{edx} = e_{0x} - [0,05 L_x][A_x]$
- $\text{edx} = e_{0y} + [0,05 L_y][A_y]$
- $\text{edx} = e_{0y} - [0,05 L_y][A_y]$

Perhitungan penentuan eksentrisitas desain arah x / sumbu-x (edx) dapat dilihat pada Tabel 6.27a dan Tabel 6.27b sebagai berikut.

Tabel 6.27a Perhitungan Untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada arah sumbu y (edy)

LANTAI	EKSENTRISITAS	0,05 Lx (m)	Ax	edx	edx
	(e)				
	X(m)				
ATAP	1,40	2,80	0,70	3,36	-0,95
Lantai 10	2,37	2,85	0,70	4,37	-0,69
Lantai 9	2,33	2,90	0,70	4,37	-0,73
Lantai 8	2,75	2,95	0,70	4,83	-0,64
Lantai 7	2,76	3,00	0,71	4,86	-0,63
Lantai 6	3,22	3,05	0,70	5,36	-0,53
Lantai 5	3,47	3,10	0,70	5,64	-0,49
Lantai 4	-2,67	2,88	0,72	-0,65	-2,21
Lantai 3	-2,85	2,88	0,74	-0,85	-2,26
Lantai 2	-3,60	2,88	0,76	-1,55	-2,49
Lantai 1	-4,86	2,88	0,75	-2,72	-2,83

Tabel 27b Perhitungan Untuk Penentuan Eksentrisitas Desain pada arah sumbu y (edy)

LANTAI	EKSENTRISITAS	0,05 Ly(m)	Ay	edy	edy
	(e)				
	Y(m)				
ATAP	0,29	0,80	0,71	1,09	-0,80
Lantai 10	0,16	0,80	0,71	0,96	-0,80
Lantai 9	0,21	0,80	0,71	1,02	-0,82
Lantai 8	0,28	0,80	0,72	1,09	-0,82
Lantai 7	0,34	0,80	0,72	1,15	-0,84
Lantai 6	0,42	0,80	0,73	1,24	-0,84
Lantai 5	0,51	0,80	0,73	1,32	-0,85
Lantai 4	-5,13	2,00	0,73	-3,10	-1,98
Lantai 3	-5,44	2,00	0,72	-3,41	-1,98
Lantai 2	-2,32	2,48	0,74	0,18	-2,51
Lantai 1	-1,94	2,48	0,69	0,54	-2,48

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

7.1 Umum

Struktur primer memegang peranan penting dalam kekuatan suatu gedung. Untuk perancangan struktur primer pada Tugas Akhir ini menggunakan Sistem Ganda, yang berperilaku sebagai satu kesatuan sistem struktur yang terdiri dari rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser ataupun oleh rangka pemikul momen.

Di dalam perencanaan gedung dengan menggunakan sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh rangka pemikul momen dan dinding geser (*shearwall*), dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Berdasarkan nilai Kategori Desain Seismik (KDS) D, maka struktur primer di desain menggunakan aturan perencanaan beton untuk SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). Struktur primer yang direncanakan yaitu,

1. Balok Induk
2. Kolom
3. Hubungan Balok Kolom
4. Dinding Geser (*Shearwall*)

7.2 Perencanaan Balok Induk

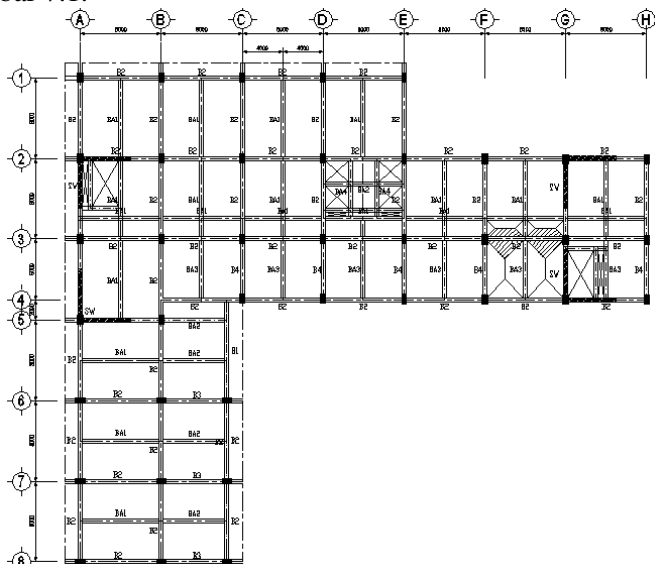
Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 1-12. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Didalam *preliminary* desain gedung Hotel Harper Pasteur Bandung direncanakan dimensi balok induk sebesar 40/60 dengan panjang bentang 1000 cm, 800 cm, 650 cm dan 600 cm dengan menggunakan sistem pracetak. Maka dari itu, penulangan lentur balok induk dikontrol terhadap dua kondisi, yaitu penulangan sebelum komposit dan setelah komposit. Dengan adanya dua kondisi tersebut nantinya akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

7.2.1 Pembebanan Balok Induk

Denah lokasi Balok induk B2 As 3 ; F-G ditunjukkan pada Gambar 7.1.



Gambar 7.1 Lokasi Peninjauan Balok Induk B2 As 3 ;F-G

1. Pembebanan Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributari area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,07 \times 24 = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup

$$\text{Beban pekerja} = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

Beban pada balok anak

$$L_x = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$L_y = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

▪ Beban mati

$$\text{Berat balok anak} = 0,40 \times 0,48 \times 24 = 4,608 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen} &= \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 1,68 \times 3,60 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{3,60}{5,6} \right) \right) \\ &= 2,052 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 4,608 + 2,052 = 6,660 \text{ kN/m}$$

▪ Beban hidup

$$\text{Berat ekuivalen pelat} = \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right) \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 1,92 \times 3,60 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{3,60}{5,6} \right) \right) \\
 &= 2,345 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 D + 1,6 L \\
 &= 1,2 (6,660) + 1,6 (2,345) = 11,774 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 11,774 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m} = 82,20 \text{ kN}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

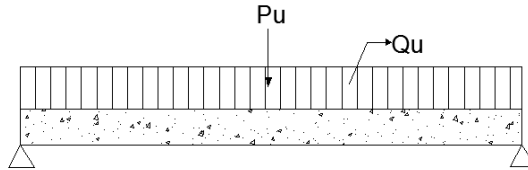
$$\text{Berat balok induk} = 0,4 \times 0,48 \times 24 = 4,608 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekuivalen pelat} &= \frac{1}{4} \times q \times l_x \\
 &= \frac{1}{4} \times 1,68 \times 3,6 \\
 &= 1,512 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekuivalen pelat} &= \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right) \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,68 \times 1,60 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{1,60}{3,60} \right) \right) \\
 &= 1,045 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati BI (Qd)} = 4,608 + 1,512 + 1,045 = 7,165 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2D \\
 &= 1,2 \times 7,165 \\
 &= 8,598 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 7.2 Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 8,598 \times 8^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 82,200 \times 8 \right) \\
 &= 233,184 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Pembebanan Saat Overtopping

beban merata (q) yang terjadi pada balok :

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat pracetak} &= 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2 \\
 10\% \text{ berat overtopping} &= 10\% \times 0,05 \times 24 = \underline{0,12 \text{ kN/m}^2} \\
 &3,00 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban pada balok anak

$$L_x = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$l_y = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

■ **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,40 \times 0,60 \times 24 = 5,760 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekuivalen} &= \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right) \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 3 \times 3,60 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{3,60}{5,6} \right) \right) \\
 &= 3,664 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati balok anak (Qd)} = 5,760 + 3,664 = 9,424 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 D \\ &= 1,2 (9,424) = 11,389 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P_D) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 11,309 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m} = 79,16 \text{ kN}$$

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

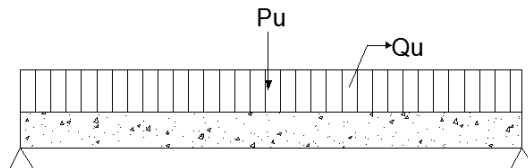
$$\text{Berat balok induk} = 0,40 \times 0,60 \times 24 = 5,760 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= \frac{1}{4} \times q \times l_x \\ &= \frac{1}{4} \times 3 \times 3,6 \\ &= 2,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{l_x}{l_y} \right) \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,60 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \left(\frac{1,60}{3,60} \right) \right) \\ &= 1,867 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati BI (Qd)} = 5,760 + 2,70 + 1,867 = 10,327 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 10,327 \\ &= 12,390 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

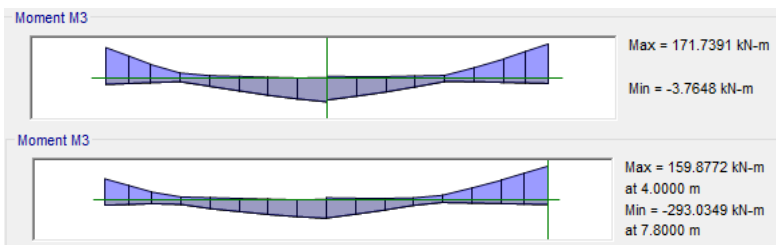


Gambar 7.3 Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 12,39 \times 8^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 79,162 \times 8 \right) \\
 &= 257,44 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Pembebanan Setelah Komposit

Pembebanan pada kondisi setelah komposit berlaku beban ultimate hasil dari analisis struktur dari program bantu ETABS. Data output momen dari program bantu analisis strukktur dapat dilihat pada Tabel 7.4 sebagai berikut.



Gambar 7.4 Momen B2 Output ETABS

Momen Tumpuan = -293,035 kNm
 Momen Lapangan = +171,739 kNm

7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Interior 40/60

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Dimensi balok = 40/60 cm
- Diameter tulangan utama = 19 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Tebal *decking* = 40 mm

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{0,25\sqrt{f'c'}}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \geq \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0037 \geq 0,0035\end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0037$

1. Penulangan Sebelum Komposit

Dimensi balok = 40/48 cm

$$dx = 600 - 120 - 40 - 13 - (\frac{1}{2} \times 19) = 417,5 \text{ mm}$$

$$Mu = 233,184 \text{ kNm} = 233184000 \text{ Nmm}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

Penulangan Lentur

Dipakai $\phi = 0,9$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{233184000}{0,9} = 259093333,3 \text{ Nmm} = 259,09 \text{ kNm}$$

Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$Mn = 259093333,3 \text{ Nmm} = 259,09 \text{ kNm}$$

$$Cb = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 417,5 = 250,5 \text{ mm}$$

$$C = 0,75Cb = 187,875 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \times 187,875 = 150,3$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 150,3 = 1788570 \text{ N} = 1788,570 \text{ kN}$$

$$As = \frac{C}{f_y} = \frac{1788570}{400} = 4471,425 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}Mn_1 &= As \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4471,425 \times 400 \left(417,5 - \frac{150,30}{2} \right) = 612316939,5 \text{ Nmm} \\ &= 612,317 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$M_{n1} = 612,317 \text{ kNm} > M_n = 259,09 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{259093333,3}{400 \times 417,5^2} = 3,72$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,72}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0100 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0100 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0100 \times 400 \times 417,5 = 1670 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD19}} \\ &= \frac{1670}{283,53} = 5,89 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D19 ($A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (2 \times \phi_v) - (n - 1) \phi_l}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 - 1) \phi_l}{(6 - 1)} \\ &= 36 > 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1662,75 = 831,38 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D19 ($A_s = 850,59 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1071,17 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 60,76 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{60,76}{0,80} = 75,95$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (417,5 - 75,95)}{75,95} = 0,013 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1701,17 \times 400 \times \left(417,5 - \frac{60,76}{2}\right) \\ &= 237082009 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$237082009 > 233184000 \text{ Nmm}$$

$$237,082 \text{ kNm} > 233,184 \text{ kNm} \quad \dots \text{OK}$$

2. Penulangan Saat *Overtopping*

Dimensi Balok Induk = 40/60

$$dx = 600 - 40 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 19\right) = 537,5 \text{ mm}$$

$$M_u = 257,440 \text{ kNm} = 257440000 \text{ Nmm}$$

Penulangan Lentur

Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{257440000}{0,9} = 286044444,4 \text{ Nmm} = 286,044 \text{ kNm}$$

Kontrol Tulangan Rangkap atau Tunggal

$$M_n = 286044444,4 \text{ Nmm} = 286,044 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 537,5 = 322,5 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 C_b = 241,875 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \times 241,875 = 193,5$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 193,5 = 2302650 \text{ N} = 2302,650 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2302650}{400} = 5756,625 \text{ mm}^2$$

$$M_{n1} = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5756,625 \times 400 \left(537,5 - \frac{193,5}{2} \right) = 1014892988 \text{ Nmm} \\ = 1014,89 \text{ kNm}$$

$$M_{n1} = 1014,89 \text{ kNm} > M_n = 286,044 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{286044444,4}{400 \times 537,5^2} = 2,48$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ = \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,48}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0065$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0065 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan Lentur Tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d \\ = 0,0065 \times 400 \times 537,5 = 1397,5 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD19}} = \frac{1397,50}{238,53} = 5,85 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur Tarik 6 ($A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$)
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (2 \times \phi_v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 \times 19)}{(6 - 1)} = 36 > 25 \text{ mm}$$

Tulangan Lentur Tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1397,50 = 698,75 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D19 ($A_s = 850,59 \text{ mm}^2 > A_s'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1701,17 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 57,18 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{57,18}{0,80} = 71,475$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (537,5 - 71,475)}{71,475} = 0,019 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\phi M_n = \phi \times A_{s \text{ pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2}$$

$$= 0,9 \times 1701,17 \times 400 \times (537,5 - \frac{57,18}{2})$$

$$= 311667272,9 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$311667272,9 > 257440000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

$$311,667 \text{ kNm} > 257,440 \text{ kNm} \quad \dots \text{OK}$$

3. Penulangan Setelah Komposit

$$\text{Dimensi balok induk} = 40/60 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang balok induk} = 8 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } \textit{decking} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 40 - 13 - (0,5 \times 19) = 537,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 19) = 62,5 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,0037$$

Pada penulangan setelah komposit berlaku momen ultimate hasil dari analisis struktur. Dari hasil analisa ETABS didapat nilai momen pada As FG-3 sebagai berikut :

$$M_{\text{tumpuan}} = -293035000 \text{ Nmm} = 293,035 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = +171739000 \text{ Nmm} = 171,739 \text{ kNm}$$

Penulangan Daerah Tumpuan

$$M_u = 293035000 \text{ Nmm} = 293,035 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{293035000}{0,9} = 325594333,3 \text{ Nmm} = 325,594 \text{ kNm}$$

Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 325594333,3 \text{ Nmm} = 325,594 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 537,5 = 322,5 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 C_b = 241,875 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \times 241,875 = 193,5$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 193,5 = 2302650 N = 2302,650 kN$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2302650}{400} = 5756,625 mm^2$$

$$Mn_1 = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5756,625 \times 400 \left(537,5 - \frac{193,5}{2} \right) = 1014892988 Nmm$$

$$= 1014,89 kNm$$

$$Mn_1 = 1014,89 kN > Mn = 325,594 kNm$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{325594333,3}{400 \times 537,5^2} = 2,82$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,82}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0074$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0074 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0074 \times 400 \times 537,5 = 1593,82 mm^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}}$$

$$= \frac{1593,82}{283,5} = 5,62 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D19 ($A_s = 1701,17 mm^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b-(2xC)-(\phi v)-(n-\phi l)}{(n-1)} = \frac{400-(2 \times 40)-(2 \times 13)-(6 \times 19)}{(6-1)}$$

$$= 38,60 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan Lentur Tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1593,82 = 796,91 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D19 ($As = 850,59 > As'$) OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1701,17 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 60,76 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{67,88}{0,80} = 75,95$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx-c)}{c} = \frac{0,003 \times (537,5-75,95)}{75,95} = 0,018 > 0,005 \quad \text{OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1701,17 \times 400 \times (537,5 - \frac{67,88}{2}) \\ &= 310572657,5 \text{ Nmm} = 310,573 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi Mn > Mu$$

$$310572657,5 > 293035000 \text{ Nmm}$$

$$310,573 \text{ kNm} > 293,035 \text{ kNm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) 6D19 dengan $A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$

Penulangan Lapangan

$$M_u = 171739000 \text{ Nmm} = 171,739 \text{ kNm}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{171739000}{0,9} = 190821111,1 \text{ Nmm} = 190,821 \text{ kNm}$$

Kontrol tulangan rangkap atau tunggal

$$M_n = 190821111,1 \text{ Nmm} = 190,821 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 536 = 321,6 \text{ mm}$$

$$C = 0,75 C_b = 241,2 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8 \times 241,2 = 171,36$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a = 0,85 \times 35 \times 400 \times 171,36 = 2039184 \text{ N} = 2039,184 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{C}{f_y} = \frac{2039184}{400} = 5097,96 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{n1} &= A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5097,96 \times 400 \left(537,5 - \frac{171,36}{2} \right) = 1084478835 \text{ Nmm} \\ &= 1009,24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{n1} = 1009,24 \text{ kN} > 190,821 \text{ kNm}$$

Maka hitung sebagai tulangan tunggal

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{190821111,1}{400 \times 537,5^2} = 1,65$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,65}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0042 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0042 > \rho_{\text{min}} = 0,0037$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0042 \times 400 \times 537,5 = 913,64 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{sD19}}$$

$$= \frac{913,64}{283,53} = 3,22 \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D19 ($A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (4 \times 19)}{(4 - 1)}$$

$$= 77 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

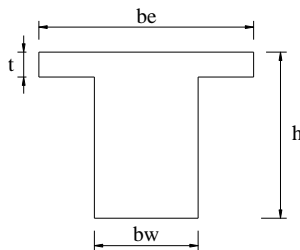
Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 913,64 = 456,82 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D19 ($A_s = 567,06 > A_s'$) OK

Kontrol Balok T



Gambar 7.5 Penampang Balok T

$$\begin{aligned}
 b_e &= \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 7500 = 1875 \text{ mm} \\
 &= b_w + (8 \cdot t) = 400 + (8 \cdot 120) = 1360 \text{ mm} \dots (\text{menentukan}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \times (7500 - 400) = 3550 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b_e} = \frac{1134,11 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1360} = 11,21 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{11,21}{0,85} = 13,19 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \Rightarrow x \leq t ; \text{ dipakai}$$

balok *T palsu*, sehingga perhitungan dilakukan dengan balok biasa

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1134,11 \times 400}{(0,85 \times 35 \times 400)} = 40,50 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{40,50}{0,80} = 50,63$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (536 - 50,63)}{50,63} = 0,029 > 0,005 \text{ OK}$$

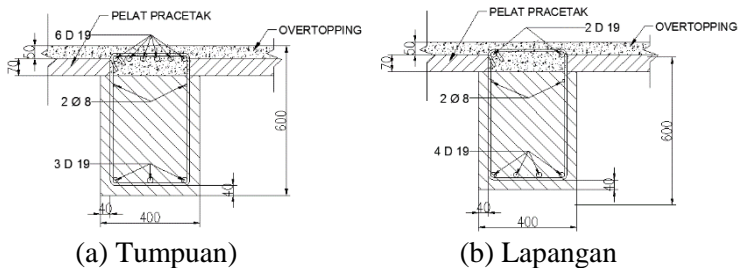
- Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\
 &= 0,9 \times 1140,40 \times 400 \times \left(536 - \frac{40,73}{2}\right) \\
 &= 211182706,4 \text{ Nmm} = 211,187 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal
 $\phi M_n > M_u$
 $211182706,4 \text{ Nmm} > 171739000 \text{ Nmm}$
 $211,187 \text{ kNm} > 171,739 \text{ kNm} \dots \text{OK}$

Hasil dari penulangan yang paling menentukan adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
 Tulangan atas = 6D19 ($A_s = 1701,17 \text{ mm}^2$)
 Tulangan bawah = 3D19 ($A_s = 850,59 \text{ mm}^2$)
- Akibat momen lapangan
 Tulangan atas = 2D19 ($A_s = 567,06 \text{ mm}^2$)
 Tulangan bawah = 4D19 ($A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$)



Gambar 7.6 Penulangan Balok Primer B2 As 3; F-G Setelah Komposit

7.2.3 Penulangan Geser Balok Induk

a. Perhitungan Gaya Geser Desain, V_e

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_{ul} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_n} + \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

$$L_n = 8 - 0,5 = 7,5 \text{ m}$$

1) Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left(\frac{1701,17 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 71,48 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1701,17 \times 1,25 \times 400 \left(537,5 - \frac{71,48}{2} \right) = 426791058,88 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

2) Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left(\frac{850,59 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 35,74 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 850,59 \times 1,25 \times 400 \left(537,5 - \frac{35,74}{2} \right) = 220995286,82 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai Gaya geser total pada muka tumpuan (muka kolom s/d 2h) :

$W_{u,L}/2 = 147250 \text{ N}$ (Output ETABS Comb 1,2D+1L)

$$\begin{aligned} V_{e,L} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L} + \frac{W_u \cdot L}{2} \\ &= \left(\frac{426791058,88 + 220995286,82}{7500} \right) + 147250 \\ &= 233621,51 \text{ N (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e,R} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L} - \frac{W_u L}{2} \\
 &= \left(\frac{426791058,88 + 220995286,82}{7500} \right) - 147250 \\
 &= -60878,49 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari output ETABS, diperoleh $V_e = 176275 \text{ N}$, sehingga nilai yang menentukan adalah $233621,51 \text{ N}$

$$V_c = 0 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 21.5.4(2)})$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2(3)})$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \quad (\text{SNI 2847:2012 psl.21.5.3.1}) \\
 &= \frac{233621,51}{0,75} - 0 = 311495,35 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 537,5/4 = 134,375$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur $= 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 23.3.3(4) :

$$s < d/2 = 537,5/2 = 268,75 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

Dipakai diameter sengkang $= 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13 = 268,75 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{268,75 \times 400 \times 537,5}{311495,35} = 183,23 \text{ mm} < S_{maks}$$

\therefore Dipasang 2D13-100 mm sepanjang $2h = 2.600 = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

Penulangan Geser Lapangan Balok

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h$)

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis
($>2h = 1200 \text{ mm}$)

$$V_{u \text{ lap}} = 186502 \text{ N}$$

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan yakni sebesar :

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - 0,17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d = \frac{186502}{0,75} - 0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 400 \times 537,5 = 36676,474 \text{ N}$$

Dipakai diameter sengkang = 13 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 268,75 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{268,75 \cdot 400 \cdot 536}{84750,75} = 984,36 \text{ mm} > S_{maks}$$

$$s < d/2 = 536/2 = 268,5 \text{ mm}$$

$$S_{\max} < 600 \text{ mm}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 ps 21.5.3(2) :

$$s < 8\phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$s < 24\phi \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

\therefore Dipasang 2D13 – 150 mm pada daerah luar sendi plastis

b. Penulangan Torsi Balok 40/60

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{umin}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton

A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm

A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm²

F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

f'_c = Kuat tekan beton, Mpa

λ = 1,0 (beton normal)

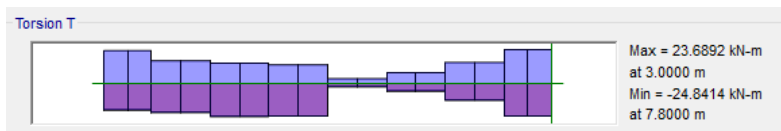
A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²

P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 400/600 mm

T_u = 24841400 Nmm = 24,84 kN (output ETABS)



Gambar 7.7 Momen Torsi output ETABS

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$24841400 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \left(\frac{(500 \times 900)^2}{(500 + 900) \times 2} \right)$$

$$24841400 < 42169816,69 \text{ Nmm}$$

Maka, tulangan torsi tidak diperlukan

a. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

b. Kontrol retak

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih.

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \text{ pasal 10.6(4)(10-4)}$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

C_c = Jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 40 \leq 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right)$$

$$s = 298,995 \text{ mm} < 315 \text{ mm}$$

Maka, digunakan $s = 298,995 \text{ mm}$

Stul = $150 \text{ mm} \leq 298,995 \text{ mm}$ (OK).

7.2.4 Penyaluran Tulangan Momen Negatif Balok Induk

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.12 paling sedikit sepertiga tulangan tarik total yang dipasang untuk momen negative pada tumpuan harus mempunyai panjang penanaman melewati titik belok tidak kurang dari d , 12db, atau $L_n/16$, yang mana yang lebih besar.

$$d = 537,5 \text{ mm}$$

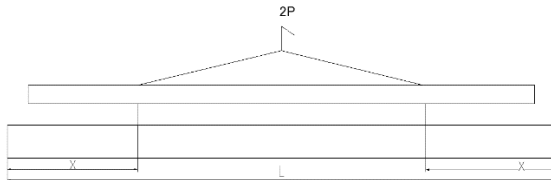
$$12db = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

$$L_n/16 = 7500/16 = 468,75 \text{ mm}$$

Maka dipakai panjang penanaman sepanjang $d = 550 \text{ mm}$

7.2.5 Pengangkatan Elemen Balok Induk

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 7.8 Model Struktur Balok Induk Pracetak Saat Pengangkatan

- **Kondisi sebelum komposit**

b = 40 cm

h = 48 cm

L = 800 cm

Perhitungan :

Pembebanan

Berat Balok pracetak $(0,4 \times 0,48 \times 8 \times 24) = 36,86$ kN

$$\begin{aligned} P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 36,86}{2} \\ &= 26,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

a. Tulangan Angkat Balok Induk

$P_u = 26,54$ kN

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 400$ Mpa adalah $f_y/1,5$

$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 400/1,5 = 266,67$ MPa

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{26540}{266,67 \times \pi}}$$

$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 5,63$ mm

Digunakan Tulangan ϕ 10 mm

b. Momen yang Terjadi

- **Pembebanan**

Berat Balok Induk Pracetak

$(1,2 \times 0,40 \times 0,48 \times 24) = 5,53$ kN/m

Asumsi tulangan ekstra pada titik pengangkatan untuk menahan momen negatif akibat pengangkatan adalah

$$2\emptyset 8, A_s = 56,52 \text{ mm}^2$$

$$d = 480 - 40 - 1/2 \times 8 = 437 \text{ mm}$$

- Kapasitas momen negatif penampang pada titik angkat akibat gaya angkat

$$T = C$$

$$A_s \times f_s = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$100,53 \times 266,67 = 0,85 \times 35 \times 400 \times a$$

$$a = \frac{26808,26}{11900} = 2,25 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 26808,26 \left(436 - \frac{2,25}{2} \right)$$

$$M_n = 11658203,44 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 11,66 \text{ kNm}$$

- Kapasitas momen negatif terfaktor

$$M_u = 0,9 \times 11,66 = 10,49 \text{ kNm}$$

- Letak titik angkat (x)

$$M_u = M_x,$$

dimana :

M_x = momen yang terjadi pada titik angkat x

$$M_x = 1/2 \times q \times x^2$$

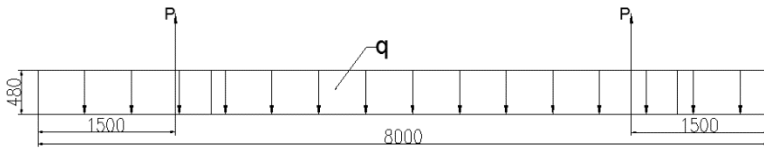
$$10,49 = 1/2 \times 5,53 \times x^2$$

$$x^2 = 3,79 \text{ m}$$

$$x = 1,95 \text{ m}$$

Jadi letak titik angkat balok anak 40/60 dengan bentang 8 m:

$0 < x \leq 1,95$, ditentukan letak titik angkat $x = 1,5 \text{ m}$



Gambar 7.9 Letak Titik Pengangkatan

- Kapasitas momen positif atau momen lapangan
Luasan tulangan lentur balok BA1,
4D19, $A_s = 1134,15 \text{ mm}^2$
 $d = 480 - 40 - 10 - 1/2 \times 19 = 420,5 \text{ mm}$

$$T = C$$

$$A_s \times f_s = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$1134,15 \times 266,67 = 0,85 \times 35 \times 400 \times a$$

$$a = \frac{302443,78}{11900} = 25,42 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 302443,78 \left(420,5 - \frac{25,42}{2} \right)$$

$$M_n = 123333549 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 123,33 \text{ kNm}$$

Momen eksternal penampang saat pengangkatan

$$M_2 = \frac{1}{8} qd(L - 2x)^2 - \frac{1}{2} qdx^2$$

Momen maksimal pada tengah bentang

Dimana, $L = 8 \text{ m}$, dan $x = 1 \text{ m}$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot 5,53 \cdot (8 - 2 \cdot 1,5)^2 - \frac{1}{2} \cdot 5,53 \cdot 1,5^2$$

$$M_2 = 17,28 - 6,22 = 11,06 \text{ kNm}$$

Syarat : $M_2 \leq \phi Mn$

$11,06 \leq 92,49 \text{ kNm} \dots$ Oke memenuhi

c. Tegangan yang Terjadi

Tegangan yang terjadi akibat momen negatif

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{10,49 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 480^2}$$

$$= 0,68 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f'c'} = 3,668 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Tegangan yang terjadi akibat momen positif

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{11,06 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 480^2}$$

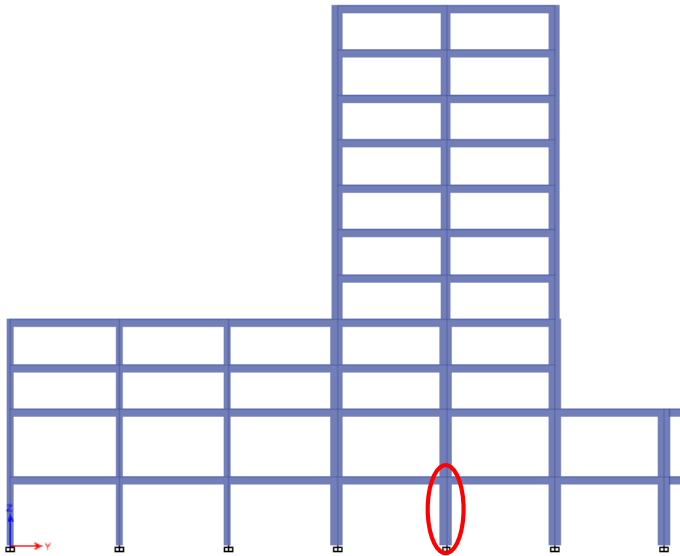
$$= 0,72 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62 \sqrt{f'c'} = 3,668 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai f' akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai f'_{rijin} usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

7.3 Perencanaan Kolom

7.3.1 Perencanaan Kolom Interior Lantai 1

Pada struktur bangunan gedung Hotel Harper Pasteur Bandung ini terdapat dua macam jenis kolom, yaitu 500/900 cm pada lantai dasar sampai 3, dengan ketinggian pada lantai dasar s/d lantai 2 yaitu 5 m dan lantai selanjutnya 3,3 m, dan kolom 400/800 cm pada lantai 4 sampai lantai 10. Sebagai contoh perhitungan, akan di desain kolom interior 500/900 cm yang terletak pada As B-3 seperti diperlihatkan pada Gambar 7.10.



Gambar 7.10 Potongan Rangka Struktur As B-3

Data perencanaan:

- Mutu Beton : 40 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Dimensi Kolom : 500/900 mm
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (Ø) : 16 mm

Dengan menggunakan *software ETABS* diperoleh Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut:

Tabel 7.1 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom As B-3

KOMBINASI	Pu (kN)		Mux(kNm)		Muy(kNm)	
	Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
1.2DL+1.6LL	8888.74	8944.66	60.58	-31.60	17.97	-8.38
1.4DL	8238.18	8303.42	68.01	-36.59	13.38	-5.95
1.2DL+1LL+1RSPX Max	8030.88	8086.80	65.14	29.86	40.61	71.60
1.2DL+1LL+1RSPX Min	8376.02	8431.94	54.31	-92.88	-9.55	-85.90
1.2DL+1LL-1RSPX Max	8030.88	8086.80	65.14	29.86	40.61	71.60
1.2DL+1LL-1RSPX Min	8376.02	8431.94	54.31	-92.88	-9.55	-85.90
1.2DL+1LL+1RSPY Max	8146.94	8202.86	77.47	178.31	23.20	16.50
1.2DL+1LL+1RSPY Min	8259.95	8315.88	41.98	-241.34	7.86	-30.80
1.2DL+1LL-1RSPY Max	8146.94	8202.86	77.47	178.31	23.20	16.50
1.2DL+1LL-1RSPY Min	8259.95	8315.88	41.98	-241.34	7.86	-30.80
0.9DL+1RSPX Max	5123.41	5165.35	49.14	37.85	33.68	74.93
0.9DL+1RSPX Min	5468.54	5510.48	38.30	-84.90	-16.48	-82.58
0.9DL-1RSPX Max	5123.41	5165.35	49.14	37.85	33.68	74.93
0.9DL-1RSPX Min	5468.54	5510.48	38.30	-84.90	-16.48	-82.58
0.9DL+1RSPY Max	5239.47	5281.41	61.47	186.30	16.27	19.83
0.9DL+1RSPY Min	5352.48	5394.42	25.98	-233.35	0.93	-27.48
0.9DL-1RSPY Max	5239.47	5281.41	61.47	186.30	16.27	19.83
0.9DL-1RSPY Min	5352.48	5394.42	25.98	-233.35	0.93	-27.48
ENVELOPE	8888.74	8944.66	68.01	-233.35	40.61	-85.90

1. Cek syarat komponen struktur penahan gempa

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c / 10$ (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1).

$$P_u = 8944,66 \text{ kN}$$

$$A_g \times \frac{f'_c}{10} = 500 \times 900 \times \frac{40}{10} = 1800000 \text{ N} = 1800 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} > A_g \times \frac{f'_c}{10} \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)

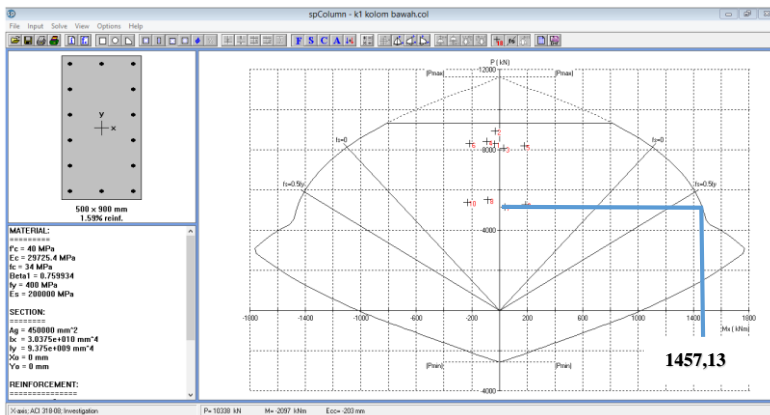
Ukuran penampang terpendek $500 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)

- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)

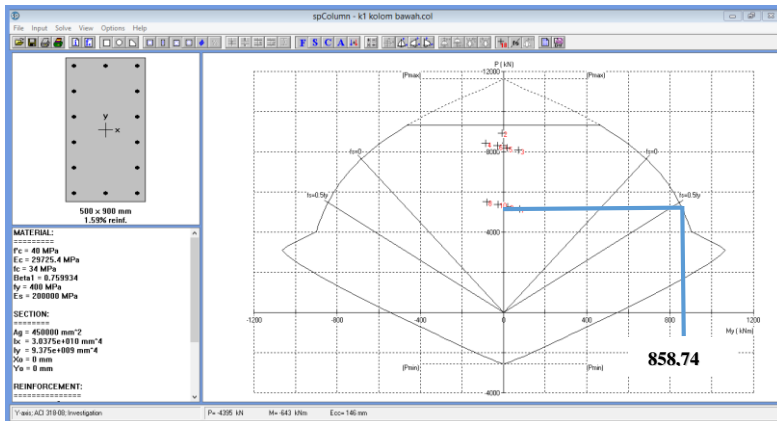
Ratio $b/h = 500/900 = 0,55 > 0,4$ (OK)

2. Tentukan tulangan longitudinal penahan lentur.

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$ (SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1). Rekap gaya dalam kolom yang terdapat pada Tabel 7.1 akan menjadi data beban yang dimasukkan pada program bantu analisis. Hasil yang telah dilakukan dari program analisis kolom diperlihatkan pada P-M diagram seperti pada Gambar 7.11 dan 7.12.



Gambar 7.11 Diagram Interaksi P-M SpColumn Sumbu x



Gambar 7.12 Diagram Interaksi P-M SpColumn Sumbu y

Dari trial error dengan SpCOL didapat konfigurasi tulangan longitudinal 14D25 dengan $\rho = 1,59\%$. Kebutuhan ρ tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 yaitu antara 1% - 6%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio tulangan longitudinal = 1,59 %
- Penulangan 14D25 = $A_s : 7135,46 \text{ mm}^2$
- I_x = $3,0375 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- I_y = $9,3750 \times 10^9 \text{ mm}^4$
- A_g = $4,5 \times 10^5 \text{ mm}^2$

3. Kontrol kapasitas beban aksial

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}
 \phi P_n(\max) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\
 &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 40 \times (4,5 \times 10^5 - 7135,46) + 400 \times 7135,46] \\
 &= 9314020,75 \text{ N} \\
 &= 9314,020 \text{ kN} > 8944,66 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

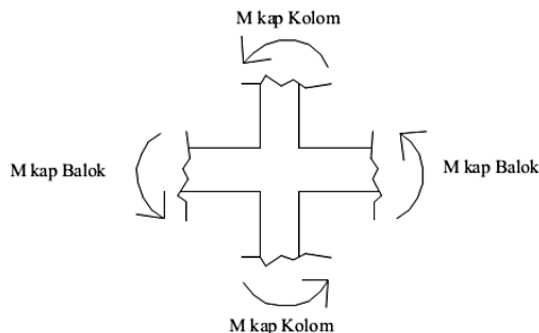
jadi, tulangan memanjang **14D25** dapat digunakan.

4. Cek syarat *strong column weak beam*

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu diperhatikan bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.



Gambar 7.13 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

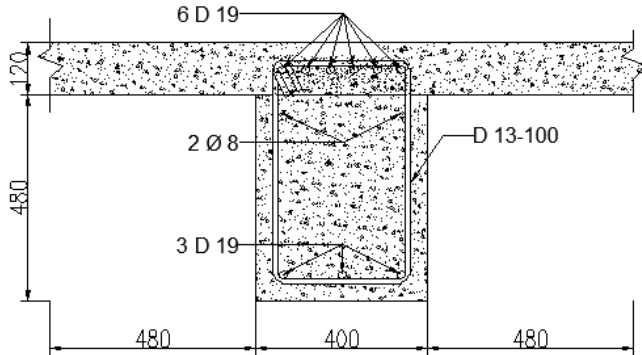
a. Menentukan nilai M_{nb}

- Menentukan lebar efektif balok

$$b_e = b_w + 2h_w = 400 + 2(480) = 1360 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f = 400 + 8(120) = 1360 \text{ mm} \text{ (menentukan)}$$

- Menghitung tinggi efektif
Tinggi efektif dihitung sesuai Gambar 7.14 sebagai berikut.



Gambar 7.14 Penampang Balok Dan Pelat Untuk Menentukan Tinggi Efektif

$$\text{As tul atas balok} = 6\text{D}19 \text{ (1701,17 mm}^2\text{)}$$

$$\text{As tul bawah balok} = 3\text{D}19 \text{ (850,59 mm}^2\text{)}$$

$$\text{Luas tul. atas (A}_{\text{tarik}}) = \text{A}_{\text{tarik balok}} + \text{A}_{\text{spelat}}$$

$$= 1701,17 + (2 \times 4 \times \frac{1}{4} \pi 10^2) = 2329,49 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{1701,17 \times (40 + 13 + \frac{19}{2}) + (8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10) (20 + \frac{10}{2}) + (4 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2) (120 - 20 - \frac{10}{2})}{2329,49}$$

$$= 59,13 \text{ mm}$$

$$d_{\text{atas}} = 600 - y = 600 - 59,13 = 540,87 \text{ mm}$$

$$d_{\text{bawah}} = (600 - 40 - 13 - (\frac{1}{2} \times 19)) = 537,5 \text{ mm}$$

- Menentukan nilai M_{nb}^+

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left(\frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 28,59 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^+ = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 0,9 \times 850,59 \times 400 (537,5 - 28,59/2) \\ = 160,212 \text{ kNm}$$

- Menentukan nilai M_{nb}^-

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left(\frac{2329,49 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \right) = 78,30 \text{ mm}$$

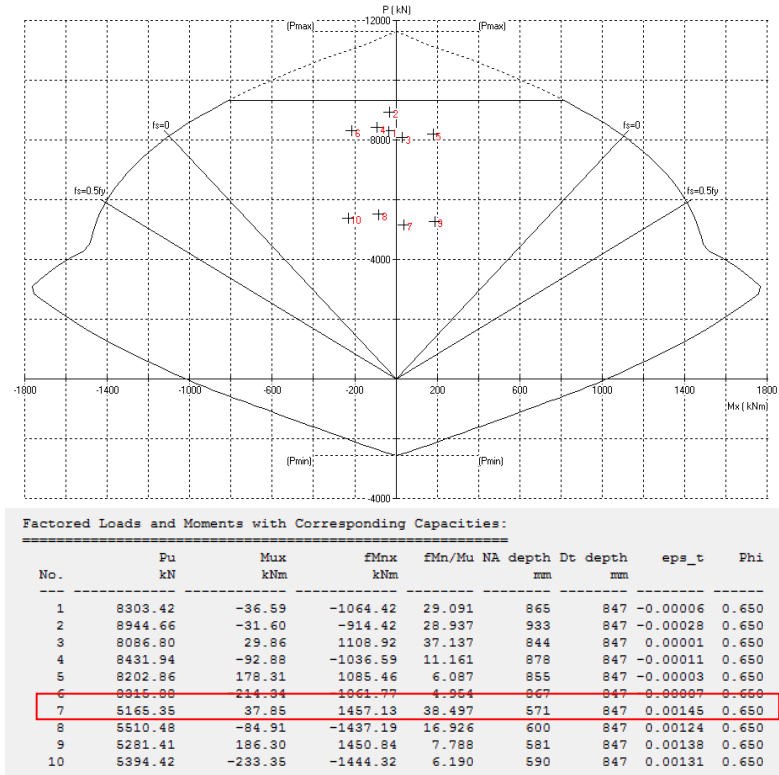
$$M_{nb}^- = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 0,9 \times 2329,49 \times 400 (540,87 - 78,30/2) \\ = 420,751 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb} = 2(160,212 + 420,751) = 1161,926 \text{ kNm}$$

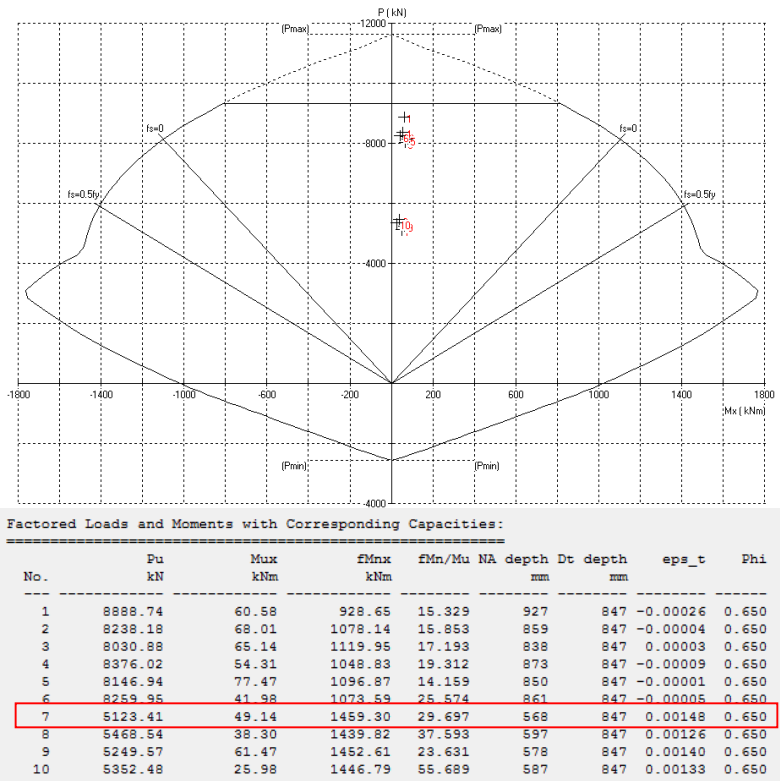
b. Menentukan nilai M_{nc}

Pengecekan pada Arah X

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P - M dengan SpColumn. Untuk kolom atas diagram interaksinya ditampilkan pada Gambar 7.11 sementara untuk kolom bawah ditampilkan pada Gambar 7.15.



Gambar 7.15 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah



Gambar 7.16 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas

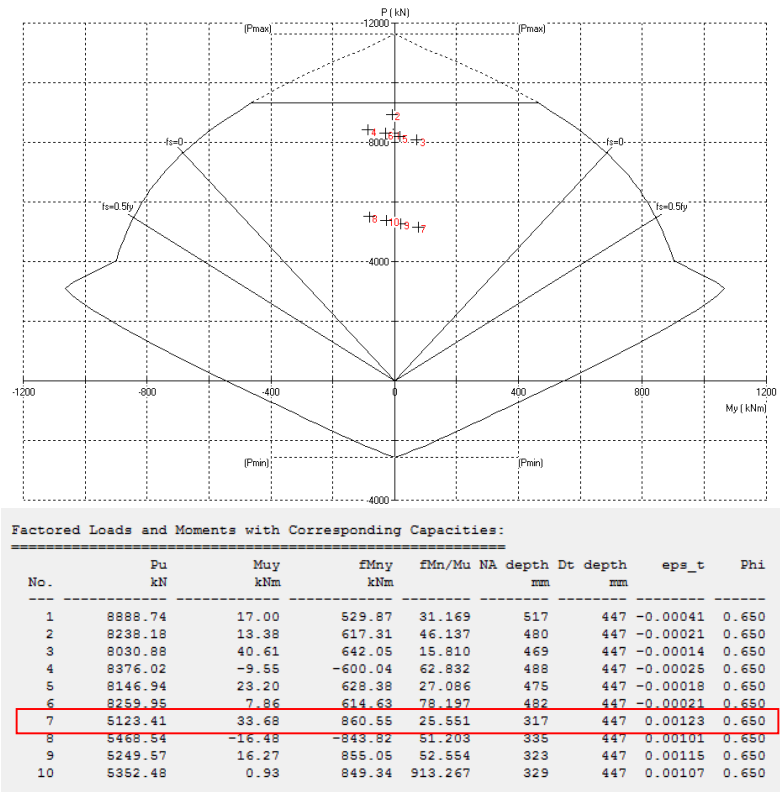
Dari Gambat 7.15 dan 7.16 diketahui nilai M_{ncatas} dan $M_{ncbawah}$ pada arah X adalah 1459,30 kN, dan 1457,13 kN.

Maka :

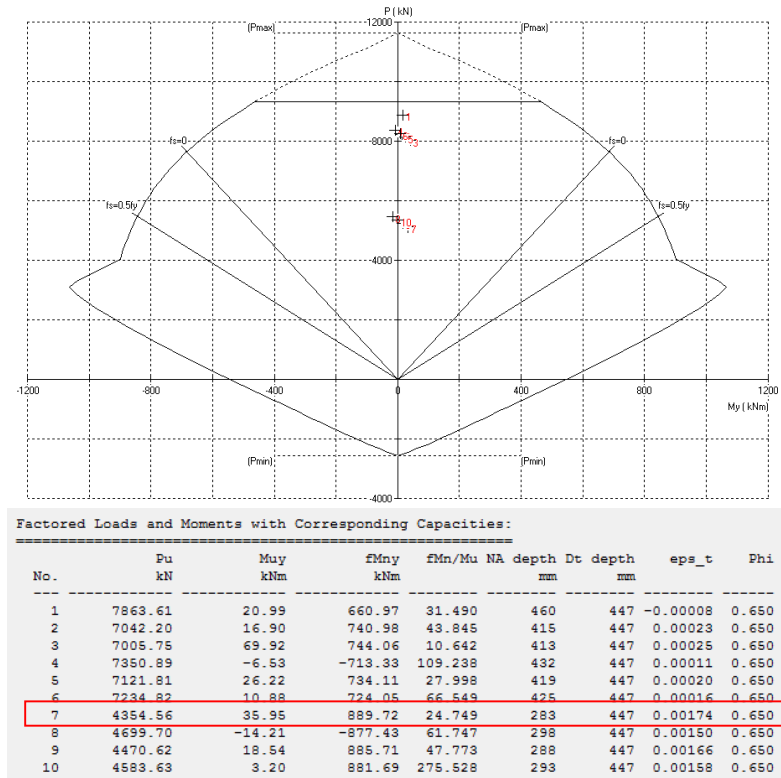
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$
$$2916,43 \text{ kNm} > 1,2 \times 1161,926 \text{ kNm}$$
$$\underline{2916,43 \text{ kNm} > 1394,311 \text{ kNm}} \quad \text{.....OK}$$

Maka, syarat *Strong Column Weak Beam* pada arah X terpenuhi

Pengecekan Pada Arah Y



Gambar 7.17 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah



Gambar 7.18 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas

Dari Gambar 7.17 dan 7.18 diketahui nilai M_{ncatas} dan $M_{ncbawah}$ pada arah Y adalah 860,55 kN, dan 858,74 kN.

Maka :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$1719,29 \text{ kNm} > 1,2 \times 1161,926 \text{ kNm}$$

$$1719,29 \text{ kNm} > 1394,311 \text{ kNm} \quad \text{.....OK}$$

Maka, syarat *Strong Column Weak Beam* arah Y terpenuhi

5. Perhitungan Tulangan Transversal Sebagai *Confinement*

- a. Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (*hoop*). Tulangan *hoop* diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1) :

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 600 \text{ mm}$

- $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur

$$\frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times (5000 - 600) = 733,33 \text{ mm (digunakan)}$$

- 450 mm

Jadi panjang l_o sebesar 750 mm dari ujung-ujung kolom.

- b. Tentukan spasi maksimum *hoop*, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

- s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 0,5 \times (750 - 2 \times (40 + 16/2))}{3} \right) = 107,67 \text{ mm}$$

Digunakan spasi *hoop* sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom 100 mm.

- c. Penentuan luas tulangan *confinement*.

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang *hoop* tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4) :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

B_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekan (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm^2)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Arah X

Dengan asumsi bahwa $s = 100$ mm, $f_{yt} = 400$ MPa, selimut beton = 40 mm dan $D_s = 16$ mm

$$b_c = b - 2(\text{selimut} + \frac{1}{2}db) = 500 - 2(40 + 0,5 \times 16) = 404 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2t_{\text{selimut}}) \times (h - 2t_{\text{selimut}}) = (500 - 2 \times 40) \times (900 - 2 \times 40) = 344400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 404 \times 40}{400} \left[\left(\frac{450000}{344400} \right) - 1 \right] = 371,62 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 384 \times 40}{400} = 345,60 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 2D16-100

$$A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402,12 \text{ mm}^2 > A_{sh} \text{ min} = 371,62 \text{ mm}^2$$

.....memenuhi

Arah Y

Dengan asumsi bahwa $s = 100$ mm, $f_{yt} = 400$ MPa, selimut beton = 40 mm dan $D_s = 16$ mm

$$b_c = b - 2(\text{selimut} + \frac{1}{2}db) = 900 - 2(40 + 0,5 \times 16) = 804 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2t_{\text{selimut}}) \times (h - 2t_{\text{selimut}}) = (900 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 344400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 804 \times 40}{400} \left[\left(\frac{450000}{344400} \right) - 1 \right] = 739,57 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 804 \times 40}{400} = 723,60 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang (hoop) 4D16-100

$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 804,25 \text{ mm}^2 > A_{sh} \text{ min} = 739,57 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) diberi *hoops* dengan spasi minimum (SNI 2847:2013 pasal 21.6.45) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

6. Pehitungan gaya geser rencana kolom, V_e

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (i), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (ii), dan harus melebihi nilai (iii) (MacGregor, 2009)

$$(i) \quad V_{sway1} = \frac{M_{prc,atas} + M_{prc,bawah}}{l_u}$$

$$(ii) \quad V_{sway2} = \frac{\sum M_{prb,atas} DF_{atas} + \sum M_{prb,bawah} DF_{bawah}}{l_u}$$

$$(iii) \quad V_u \text{ hasil analisis struktur}$$

a. Hitung $M_{prc,atas}$, dan $M_{prc,bawah}$

Arah X

$M_{prc,atas}$, dan $M_{prc,bawah}$ didapat dari diagram interaksi kuat mungkin, P_n - M_{pr} kolom. Diagram interaksi didapat dengan

menggunakan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$. Dari Gambar 7.15 dan Gambar 7.16 diketahui besarnya $M_{prc,atas}$, dan $M_{prc,bawah}$

$$M_{prc,atas} = 1503,72 \text{ kNm}$$

$$M_{prc,bawah} = 1501,67 \text{ kNm}$$

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	8888.74	60.58	1012.37	16.711	913	847	-0.00022	0.650
2	8238.18	68.01	1152.50	16.946	846	847	0.00001	0.650
3	8030.88	65.14	1191.55	18.292	825	847	0.00008	0.650
4	8376.02	54.31	1125.07	20.716	859	847	-0.00004	0.650
5	8146.94	77.47	1170.02	15.103	837	847	0.00004	0.650
6	8259.95	41.98	1148.26	27.352	848	847	-0.00000	0.650
7	5123.41	49.14	1503.72	30.601	560	847	0.00154	0.650
8	5468.54	38.30	1485.30	38.781	588	847	0.00132	0.650
9	5249.57	61.47	1497.40	24.360	570	847	0.00146	0.650
10	5352.48	25.98	1491.90	57.425	579	847	0.00139	0.650

Gambar 7.19 Momen nominal kolom atas $f_s = 1,25 f_y$

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	8303.42	-36.59	-1139.67	31.147	852	847	-0.00002	0.650
2	8944.66	-31.60	-998.95	31.612	919	847	-0.00023	0.650
3	8086.80	29.86	1181.28	39.561	831	847	0.00006	0.650
4	8431.94	-92.88	-1113.60	11.990	865	847	-0.00006	0.650
5	8202.86	178.31	1159.35	6.502	842	847	0.00002	0.650
6	8315.88	-214.34	-1137.19	5.306	853	847	-0.00002	0.650
7	5165.35	37.85	1501.67	39.674	563	847	0.00151	0.650
8	5510.48	-84.91	-1482.81	17.464	592	847	0.00130	0.650
9	5281.41	186.30	1495.73	8.029	573	847	0.00144	0.650
10	5394.42	-233.35	-1489.56	6.383	582	847	0.00137	0.650

Gambar 7.20 Momen nominal kolom bawah $f_s = 1,25 f_y$

b. Hitung V_e

$$V_u = \frac{M_{prc,atas} + M_{prc,bawah}}{l_n} = \frac{1503,72 + 1501,67}{4,4} = 683,043 \text{ kN}$$

c. Hitung V_u

Sedangkan untuk M_{pr} akibat tulangan terpasang balok yang berada pada Hubungan Balok Kolom (HBK) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu

$$V_u = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{l_u}$$

$$V_u = \frac{471,431 + 291,966}{4,4} = 173,499 \text{ kN}$$

d. Kontrol

$$V_e > V_u$$

$$683,043 \text{ kN} > 173,499 \text{ kN}$$

Perencanaan Geser memenuhi syarat sesuai *SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.1*, dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari pada nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur.

Besarnya nilai V_u akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s). Nilai V_e dapat dianggap = 0, sesuai *SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.2*, apabila ;

- a. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak dalam menahan gaya geser desain (untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom)

Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila (SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway} , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .
- Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u = 8944,66 \text{ kN}$ kurang dari $A_g f'_c / 10$.

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{(500 \times 900) \times 40}{10} = 1800000 \text{ N} = 1800 \text{ kN}$$

Karena $P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$ kontribusi beton perlu diperhitungkan.

b. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

- Hitung kuat geser beton bila dianggap berkontribusi menahan geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{8944660}{14 \times 450000} \right) 1 \sqrt{40} \times 500 \times 431,5 \\
 &= 561315,34 \text{ N} = 561,315 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Hitung tulangan transversal untuk menahan gaya geser rencana

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{173,499}{0,75} - 561,315 = -329,983 \text{ kN}$$

→Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan. Digunakan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 2D16-100.

Arah Y

$M_{prc,atas}$, dan $M_{prc,bawah}$ didapat dari diagram interaksi kuat mungkin, P_n - M_{pr} kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$. Dari Gambar 7.17 dan Gambar 7.18 diketahui besarnya $M_{prc,atas}$, dan $M_{prc,bawah}$

$$M_{prc,atas} = 906,79 \text{ kNm}$$

$$M_{prc,bawah} = 905,40 \text{ kNm}$$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:									
No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA depth	Dt depth mm	eps_t	Phi		
1	8888.74	17.00	597.42	35.142	506	447	-0.00035	0.650	
2	8238.18	13.38	680.29	50.844	469	447	-0.00014	0.650	
3	8030.88	40.61	703.65	17.327	458	447	-0.00007	0.650	
4	8376.02	-9.55	-663.95	69.524	477	447	-0.00019	0.650	
5	8146.94	23.20	690.75	29.773	464	447	-0.00011	0.650	
6	8259.95	7.86	677.75	86.228	470	447	-0.00015	0.650	
7	5123.41	33.68	906.79	26.924	309	447	0.00135	0.650	
8	5468.54	-16.48	-893.36	54.209	324	447	0.00114	0.650	
9	5249.57	16.27	902.52	55.471	314	447	0.00127	0.650	
10	5352.48	0.93	898.46	966.090	319	447	0.00121	0.650	

Gambar 7.21 Momen Nominal Kolom Atas $f_s=1,25f_y$

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:									
No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA depth	Dt depth mm	eps_t	Phi		
1	8303.42	-5.95	-672.64	113.048	473	447	-0.00016	0.650	
2	8944.66	-8.38	-589.60	70.358	509	447	-0.00036	0.650	
3	8086.80	71.60	697.48	9.741	461	447	-0.00009	0.650	
4	8431.94	-85.90	-657.14	7.650	480	447	-0.00020	0.650	
5	8202.86	16.50	684.37	41.477	467	447	-0.00013	0.650	
6	8315.88	-30.80	-671.16	21.791	474	447	-0.00017	0.650	
7	5165.35	74.93	905.40	12.083	310	447	0.00132	0.650	
8	5510.48	-82.58	-891.47	10.795	326	447	0.00111	0.650	
9	5281.41	19.83	901.40	45.456	316	447	0.00125	0.650	
10	5394.42	-27.48	-896.65	32.629	321	447	0.00118	0.650	

Gambar 7.22 Momen Nominal Kolom Bawah $f_s=1,25f_y$

a. Hitung V_e

$$V_u = \frac{M_{pr,atas} + M_{pr,bawah}}{l_n} = \frac{906,79 + 905,40}{4,4} = 411,861kN$$

b. Hitung V_u

Sedangkan untuk M_{pr} akibat tulangan terpasang balok yang berada pada Hubungan Balok Kolom (HBK) didapatkan dari perhitungan sebelumnya yaitu

$$V_u = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_u}$$

$$V_u = \frac{471,431 + 291,966}{4,4} = 173,499kN$$

e. Kontrol

$$V_e > V_u$$

$$411,861 \text{ kN} > 173,499 \text{ kN}$$

Perencanaan Geser memenuhi syarat sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.1**, dimana nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari pada nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur. Besarnya nilai V_u akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s). Nilai V_e dapat dianggap = 0, sesuai **SNI 2847:2013, Pasal 21.6.5.2**, apabila ;

- a. Cek apakah kontribusi beton diabaikan atau tidak dalam menahan gaya geser desain (untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom)

Kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila (SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2) :

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway} , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o .
- Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u = 8944,66 \text{ kN}$ kurang dari $A_g f'_c / 10$.

$$\frac{A_g f'_c}{10} = \frac{(500 \times 900) \times 40}{10} = 1800000 \text{ N} = 1800 \text{ kN}$$

Karena $P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$ kontribusi beton perlu diperhitungkan.

- b. Hitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

- Hitung kuat geser beton bila dianggap berkontribusi menahan geser

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{8944660}{14 \times 450000} \right) 1\sqrt{40} \times 900 \times 831,5$$

$$= 1946977,23 \text{ N} = 1946,98 \text{ kN}$$

- Hitung tulangan transversal untuk menahan gaya geser rencana

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{173,499}{0,75} - 1946,98 = -1715,65 \text{ kN}$$

→Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan. Digunakan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 4D16-100.

Sedangkan untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom) digunakan spasi minimum sesuai (SNI 2847:2013 pasal 21.6.45) :

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka Untuk arah X digunakan hoop 2D16-150, dan Untuk arah Y digunakan hoop 4D16-150

Panjang Lewatan Kolom

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 sambungan lewatan tulangan Ø25 m dari kolom tengah ditentukan dengan persamaan berikut :

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Parameter diatas didefinisikan dengan baik pada pasal 12.2.4 pada SNI 2847-2013, dimana : $f_y = 400 \text{ MPa}$

$\Psi_t=1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e=1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s=1$ (tulangan lebih besar dari D-22)

$\lambda=1$ (Beton Normal) $f'_c = 40 \text{ MPa}$

$d_b=25 \text{ mm}$

c_b adalah nilai terkecil dari parameter dibawah ini :

$$c = 50 + 16 + \frac{25}{2} = 78,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{700 - 2(40 + 13) - 25 \times 4}{4 - 1} = 164,66 \text{ mm}$$

Maka, $c_b = c_{\min} = 78,5 \text{ mm}$ sehingga,

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{78,5 + 0}{25} = 3,14 > 2,5 \text{ (nilai maksimum 2,5)}$$

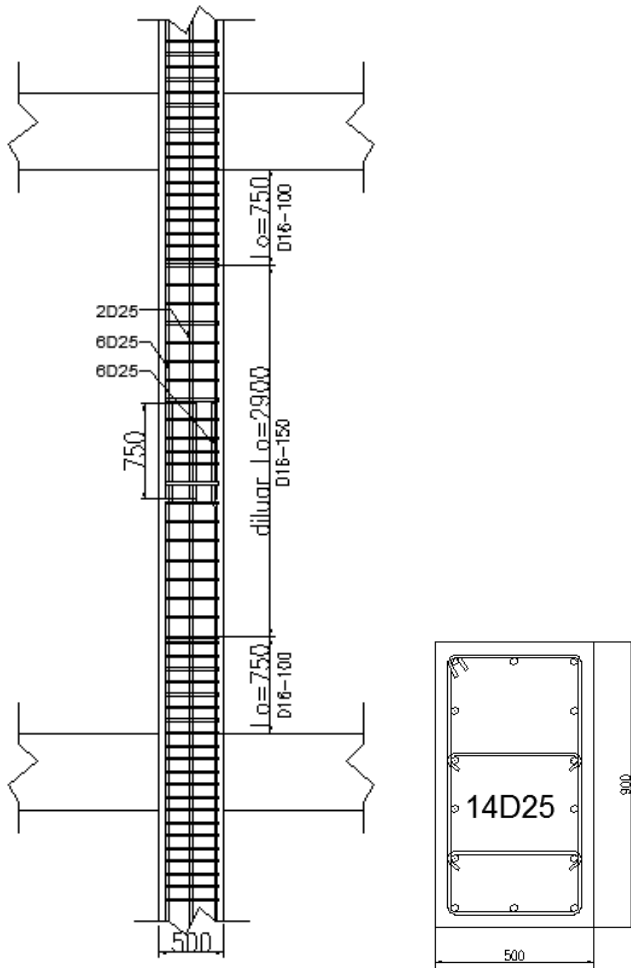
Maka, diambil 2,5

$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \sqrt{40}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \times 25 = 574,96 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan harus diletakan ditengah panjang kolom dan harus dihitung sebagai sambungan tarik. Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B. Sehingga panjang lewatan kolom setelah dikalikan faktor sebesar 1,3 untuk sambungan kelas B adalah :

$$1,3l_d = 1,3 \times 574,96 = 747,45 \approx 750 \text{ mm}$$

Detail penulangan kolom As 1'-D diperlihatkan pada Gambar 7.23.



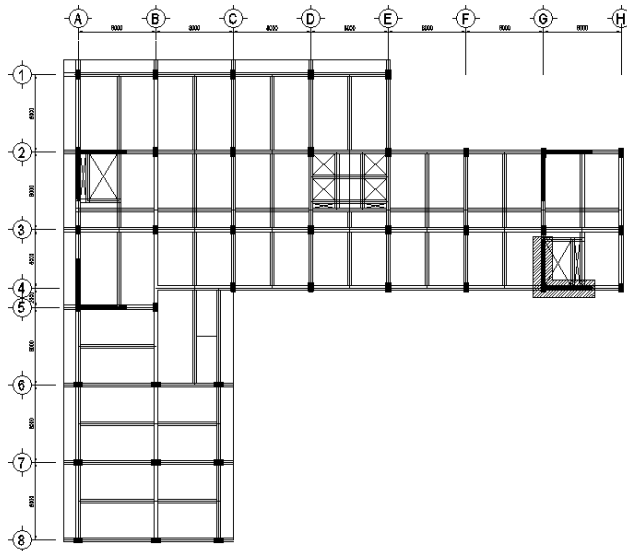
Gambar 7.23 Penulangan Kolom As 1'-D

7.4 Perencanaan Dinding Geser

Struktur Gedung Harper Pateur Bandung yang didesain dengan kategori desain *seismic* D dengan konfigurasi struktur desain dengan sistem ganda dimana dinding geser harus mampu maksimal 75 % gaya geser lateral dan rangkanya mampu memikul sedikitnya 25% gaya lateral.

Dinding Geser yang terdapat pada struktur ini merupakan struktur dinding geser khusus dengan denah dinding diperlihatkan pada Gambar 7. 24 secara keseluruhan terdapat 1 tipe dinding geser, dengan tebal 30 cm. Sebagai contoh perhitungan direncanakan dinding geser berdasarkan gaya dalam yang paling menentukan diantara masing masing dinding geser tersebut berdasarkan hasil analisa program bantu ETABS.

Pada dinding geser, gaya maksimum terjadi pada dasar dinding, yaitu V_u maksimum dan momen maksimum M_u . Jika tegangan lentur diperhitungkan besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial N_u (Kombinasi beban aksial lentur).



Gambar 7.24 Lokasi Dinding Geser

Desain Dinding Geser Siku

Data – Data Desain :

Berikut akan dibahas penulangan *shearwall*. Adapun data-data perhitungan adalah sebagai berikut:

Data-data perencanaan :

Tebal *Shearwall* (h) : 300 mm

Tinggi *Shearwall* (h_w) : 39700 mm

Panjang *Shearwall* (l_w) : 5000 mm

Tebal Decking (d') : 40 mm

Diameter Tulangan (D) : 16 mm

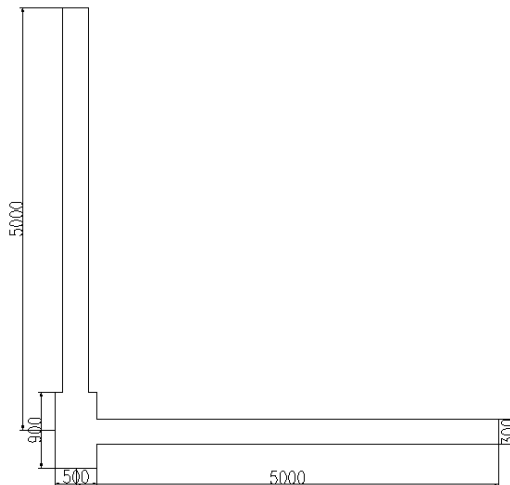
Diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm

Mutu Tulangan (f_y) : 400 MPa

Mutu sengkang (f_y) : 400 MPa

Mutu Beton (f'_c) : 40 Mpa

Penampang dinding geser diperlihatkan pada Gambar 7.25.



Gambar 7.25 Penampang Dinding Geser

Analisis Desain Dinding Geser Khusus

Gaya dalam yang bekerja pada dinding geser diperlihatkan pada Tabel 7.2. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu analisis struktur. Analisis desain dinding geser mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 21.9.

Tabel 7.2 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser

NO	KOMBINASI	Aksial	Momen (kNm)		Geser (kN)	
		(kN)	sb-X	sb-Y	sb-X	sb-Y
1	1.4DL	10071.06	660.63	611.22	42.26	12.64
2	1.2DL+1.6LL	9759.86	595.02	738.59	45.24	8.15
3	1.2DL + 1LL ± 1RSPX	10915.62	11164.58	21245.42	1640.77	522.02
4	1.2DL + 1LL ± 1RSPY	11598.04	19908.77	11077.97	595.57	1661.63
5	0.9DL ± 1RSPX	8052.83	11005.04	-20194.41	1626.07	520.99
6	0.9DL ± 1RSPY	8735.25	19749.23	-10026.97	580.88	1660.60
7	ENVELOPE	11598.04	19908.77	21245.42	1640.77	1661.63

7.4.1 Perencanaan Penulangan Dinding Geser Siku

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser dan vertikal. Berdasarkan Tabel 7.4 didapatkan gaya dalam terbesar yaitu :

$$P_u = 11598,04 \text{ kN} = 11598040 \text{ N}$$

$$V_{ux} = 1640,77 \text{ kN} = 1640770 \text{ N}$$

$$V_{uy} = 1661,63 \text{ kN} = 1661630 \text{ N}$$

$$M_{ux} = 19908,77 \text{ kNm} = 19908,77 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{uy} = 21245,42 \text{ kNm} = 21245,42 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Cek dimensi penampang terhadap gaya geser terfaktor

Untuk semua segmen *shearwall* nilai V_n tidak boleh lebih besar dari $0,66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4).

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}; \phi = 0,75$$

- Untuk dinding arah x

$$V_{nx} = \frac{V_{ux}}{\phi} = \frac{1640,77}{0,75} = 2187,69 \text{ kN}$$

$$A_{cv1} = l_{wx} \times t = 5 \times 0,3 = 1,5 \text{ m}^2$$

$$0,66A_{cv}\sqrt{f'c} = 0,66 \times 1500000\sqrt{40} = 6261,31 \text{ kN}$$

$$V_{nx} < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} \rightarrow \text{oke}$$

- Untuk dinding arah y

$$V_{ny} = \frac{V_{uy}}{\phi} = \frac{1661,63}{0,75} = 2215,51 \text{ kN}$$

$$A_{cv2} = l_{wy} \times t = 5 \times 0,3 = 1,5 \text{ m}^2$$

$$0,66A_{cv}\sqrt{f'c} = 0,66 \times 1500000\sqrt{40} = 6261,31 \text{ kN}$$

$$V_{ny} < 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} \rightarrow \text{oke}$$

Cek jumlah lapis tulangan yang dibutuhkan

Bila V_u melebihi $0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$ harus digunakan dua tirai tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2.

- Untuk dinding arah x

$$A_{cv} = l_{wx} \times h = 5000 \times 300 = 1,5 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$V_{ux} \geq 0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$\geq 0,17 \times 1500000 \times \sqrt{40} = 1612761,607 \text{ N}$$

$$1640,77 \text{ kN} \geq 1612,761 \text{ kN} \rightarrow \text{digunakan 2 tirai tulangan}$$

- Untuk dinding arah y

$$A_{cv} = l_{wy} \times h = 5000 \times 300 = 1,5 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$V_{uy} \geq 0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$\geq 0,17 \times 1500000 \times \sqrt{40} = 16122761 \text{ N}$$

$$1661,63 \text{ kN} \geq 1612,23 \text{ kN} \rightarrow \text{digunakan 2 tirai tulangan}$$

Perhitungan kuat geser yang disumbangkan beton

Menentukan kuat geser beton (V_c) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, dimana V_c diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

- Untuk dinding arah x

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 5000 = 4000$$

$$V_c = 0,27 \lambda \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{p_u \times d}{4 l_w}$$

$$= 0,27 \times \sqrt{40} \times 300 \times 4000 + \frac{11598040 \times 4000}{4 \times 5000}$$

$$= 4368763,924 \text{ N} = 4368,76 \text{ kN} \dots\dots\dots(1)$$

$$V_c = \left(0,05 \lambda \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0,1 \lambda \sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{p_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) h d$$

$$= \left(0,05 \sqrt{40} + \frac{5000 \left(0,1 \sqrt{40} + 0,2 \frac{11598040}{5000 \times 300} \right)}{\frac{19908,77 \times 10^6}{1640770} - \frac{5000}{2}} \right) 300 \times 4000$$

$$= 382657,12 \text{ N} = 382,657 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)$$

Maka, $V_c = 382,657 \text{ kN}$

- Untuk dinding arah y

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 5000 = 4000$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,27\lambda\sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{p_u \times d}{4l_w} \\
 &= 0,27 \times \sqrt{40} \times 300 \times 4000 + \frac{11598040 \times 4000}{4 \times 5000} \\
 &= 4368763,924 \text{ N} = 4368,76 \text{ kN} \dots\dots\dots(1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left[0,05\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0,1\lambda\sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{p_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{uy}}{V_{uy}} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \\
 &= \left[0,05\sqrt{40} + \frac{5000 \left(0,1\sqrt{40} + 0,2 \frac{11598040}{5000 \times 300} \right)}{\frac{21245,42 \times 10^6}{1661630} - \frac{5000}{2}} \right] 300 \times 4000 \\
 &= 1650453,659 \text{ N} = 1650,45 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)
 \end{aligned}$$

Maka, $V_c = 1650,45 \text{ kN}$

Perhitungan tulangan transversal dan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

- $\frac{l_w}{5} = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$
- 450 mm

a. Hitung kebutuhan tulangan transversal untuk menahan geser

- Untuk dinding arah x

$$V_s = \frac{V_{ux}}{\phi} - V_c = \frac{1640,77}{0,75} - 382,657 = 1805,036 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 2D13 dengan $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 265,57 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{265,57 \times 400 \times 4000}{200} = 2124,56 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah y

$$V_s = \frac{V_{uy}}{\phi} - V_c = \frac{1661,63}{0,75} - 1650,45 = 565,06 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 2D13 dengan $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 265,57 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} = \frac{265,57 \times 400 \times 4000}{200} = 2124,56 \text{ kN}$$

- b. Cek batas minimum tulangan longitudinal dan transversal
Rasio tulangan transversal dan longitudinal (ρ_t dan ρ_l) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1)

- Untuk dinding arah x dan arah y

- Tulangan transversal (2D13-200)

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{265,57}{300 \times 200} = 0,0044 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- Tulangan longitudinal

Tulangan longitudinal direncanakan menggunakan D16 ($A_{vl} = 201,06 \text{ mm}^2$) dengan $s = 200 \text{ mm}$

$$\rho_l = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{201,06}{300 \times 200} = 0,0034 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- c. Menentukan kuat geser nominal penampang

- Untuk dinding arah x

$$V_{nx} = V_c + V_s = 382,657 + 2124,56 = 2507,22 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah y

$$V_{ny} = V_c + V_s = 1650,45 + 2124,56 = 3775,01 \text{ kN}$$

Nilai V_n yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1):

$$V_n = A_{cv} \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

- Untuk dinding arah x

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{30}{5,0} = 6$$

$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 150 \times 10^4 \left(0,17 \sqrt{40} + 0,0044 \times 400 \right) = 4252,76 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah y

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{30}{5} = 6$$

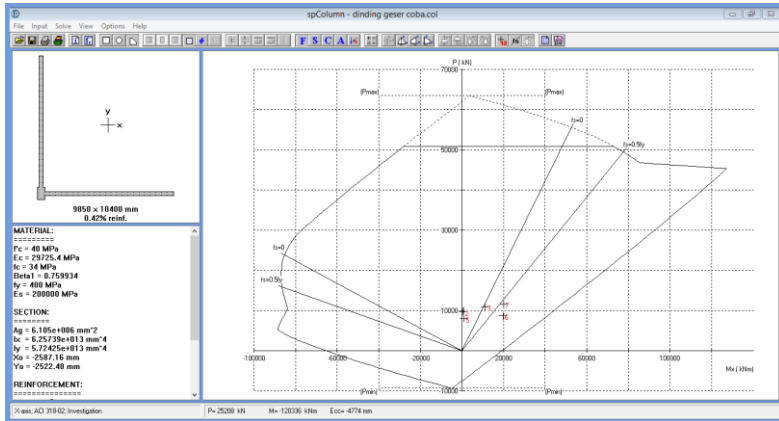
$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 150 \times 10^4 \left(0,17 \sqrt{40} + 0,0044 \times 400 \right) = 4252,76 \text{ kN}$$

Maka digunakan $V_{nx} = V_{ny} = 4252,76 \text{ kN}$

- d. Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Pada kolom shearwall siku ini direncanakan dipasang tulangan 14D25. Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan sebelumnya, yaitu D16-200. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M hasil program *SpColumn*. Dari Gambar 7.26 diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.

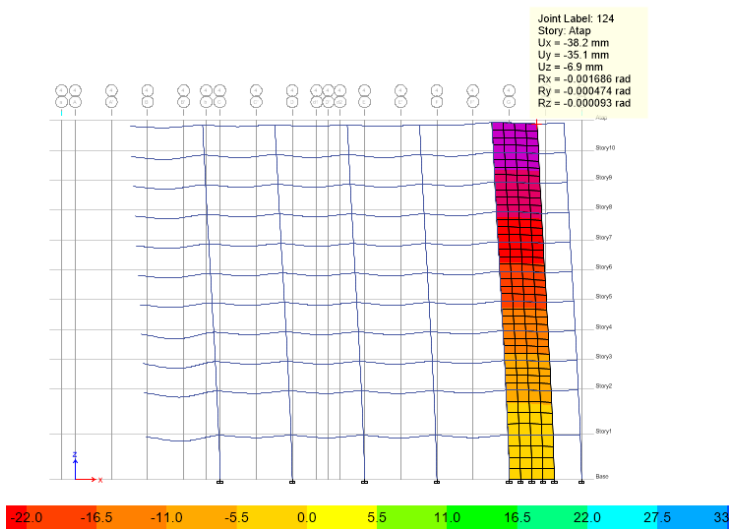


Gambar 7.26 Diagram Interaksi P-M *Shearwall*

e. Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*). Elemen pembatas khusus ini diperlukan bila (SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2).

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$



Gambar 7.27 Nilai Simpangan Pada Dinding Geser

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:								
No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA depth	Dt depth	eps_t	Phi	
1	10071.06	660.63	44353.27	67.138	506	10300	0.05841	0.900
2	9759.86	595.02	43583.77	73.248	503	10300	0.05875	0.900
3	10915.62	11164.58	46438.30	4.159	513	10300	0.05751	0.900
4	11598.04	19908.80	48120.63	2.417	519	10300	0.05680	0.900
5	8052.83	1005.04	39355.32	39.158	488	10300	0.06065	0.900
6	8735.25	19749.23	41047.36	2.078	494	10300	0.05988	0.900
7	11598.04	19908.80	48120.63	2.417	519	10300	0.05680	0.900

Gambar 7.28 Nilai c Shearwall Pada Output SpColumn

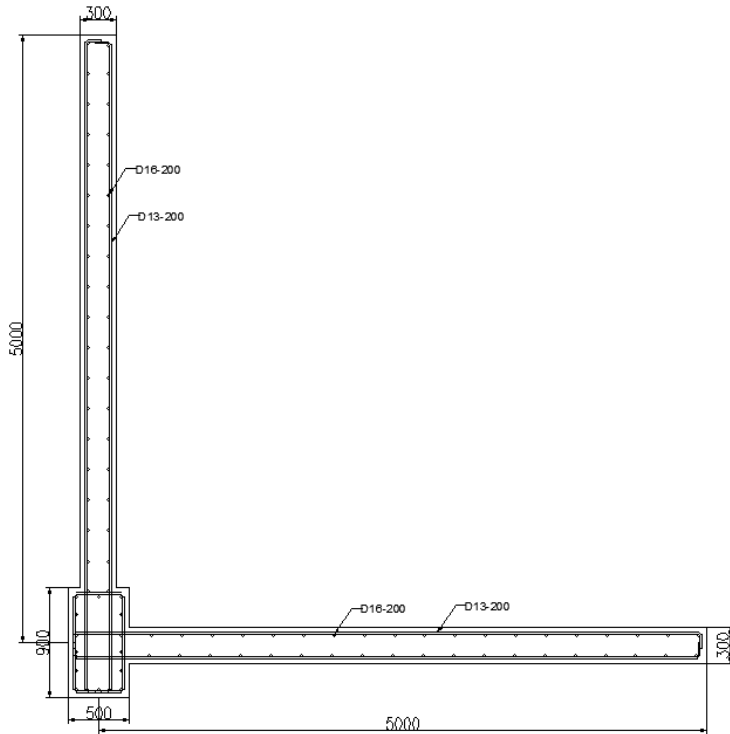
Dari gambar 7.28 digunakan nilai $c = 519 \text{ mm}$. Sementara untuk nilai δ_u didapat dari Gambar 7.24, yaitu sebesar 38,00

$\delta_u/h_w = 38,20/39700 = 0,00096 \text{ mm}$, sehingga :

$\delta_u/h_w < 0,007 \rightarrow$ dipakai $\delta_u/h_w = 0,007$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{5000}{600(0,007)} = 1190,48 \text{ mm}$$

$$c < \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \rightarrow \text{tidak dibutuhkan elemen pembatas khusus}$$



Gambar 7.29 Rencana Penulangan *Shearwall*

BAB VIII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

8.1 Umum

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *service ability*, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

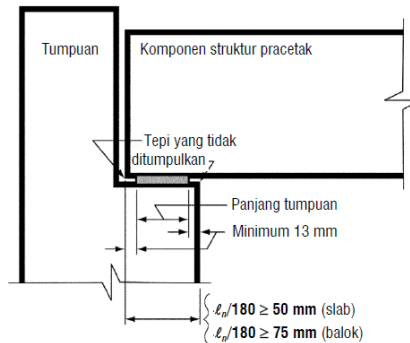
Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 16.6.2.2, adalah

- $D = 1/180 L_n$
- Untuk slab masif atau inti berongga (*hollow-core*) 50 mm
- Untuk balok atau komponen struktur bertangkai (*stemmed*) 75 mm

Dimana L_n = bentang bersih elemen pracetak

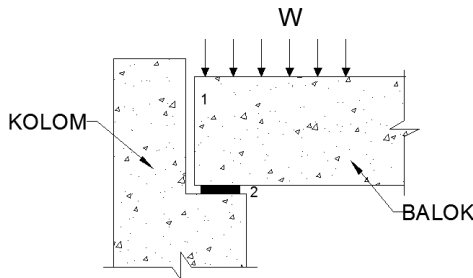


Gambar 8.1 Panjang Tumpuan pada Tumpuan

8.2. Konsep desain Sambungan

8.2.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti gambar 8.2 dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut :



Gambar 8.2 Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke balok menuju perletakan dengan kekuatan geser
2. korbél menyerap gaya vertikal dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari tulangan.
3. Gaya geser vertikal dan lentur diteruskan ke korbél.
4. Kolom beton memberikan reaksi terhadap tulangan.

8.2.2 Klasifikasi Sambungan

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

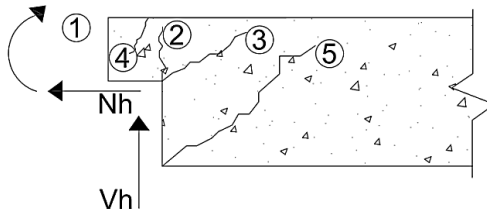
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

8.2.3 Pola-Pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 8.3

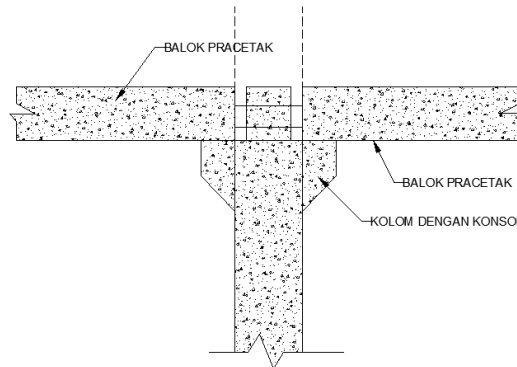


Gambar 8.3 Model keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok yaitu sebagai berikut :

- 1) Lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
- 2) Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
- 3) Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
- 4) Tarik diagonal pada ujung akhir
- 5) Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam gambar 8.4 berikut ini :



Gambar 8.4 Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom

8.3 Penggunaan Topping Beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

- 1) Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
- 2) Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertikal antar komponen pracetak lebih merata.
- 3) Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui $5,50 \text{ kg/cm}^2$. Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur

komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \geq A_{vf \text{ min}}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

V_n = luas geser nominal $< 0,2 f_c A_c$ (Newton)

$< 5,5 A_c$ (Newton)

A_c = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

F_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1,4)

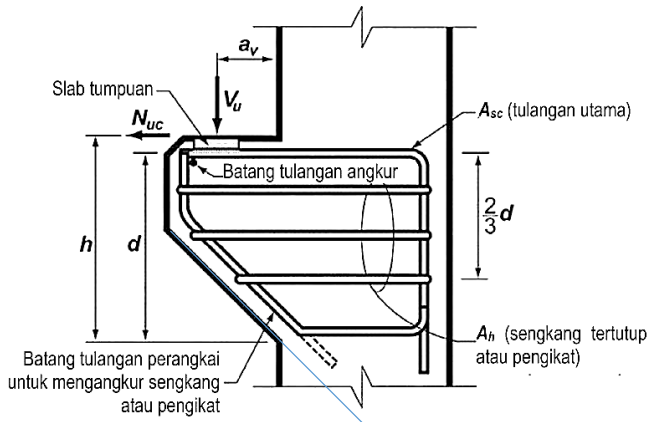
$A_{vf \text{ min}}$ = 0,018 A_c untuk baja tulangan mutu < 400 Mpa

= $0,018 \times 400/f_y$ untuk tulangan $f_y > 400$ Mpa diukur pada tegangan leleh 0,35% dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014 A_c

8.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

8.4.1 Perencanaan Konsol Pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 8.3 berikut ini:



Gambar 8.5 Geometrik Konsol Pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi a_v/d tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor, N_{uc} , tidak lebih besar daripada V_u . Tinggi efektif d harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari $0,5d$
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan V_u suatu momen terfaktor $V_{ua} + N_{uc} (h-d)$, dan gaya tarik horizontal terfaktor, N_{uc}
 - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8, ϕ harus diambil sama dengan 0,75
 - 2) Desain tulangan geser-friksi A_{vf} untuk menahan V_u harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:
 - a) Untuk beton berat normal, V_n tidak boleh melebihi yang terkecil dari $0,2f'_c b_w d$, $(3,3 + 0,08f'_c) b_w d$, dan $11 b_w d$.
 - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}) f'_c b_w d$ dan $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}) b_w d$

- c) Tulangan A_f untuk menahan terfaktor
 - a. $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
 - d) Tulangan A_n untuk menahan gaya Tarik terfaktor N_{uc} harus ditentukan dari $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$. Gaya tarik terfaktor, N_{uc} tidak boleh diambil kurang dari $0,2V_u$ kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik. N_{uc} harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana Tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkai, susut, atau perubahan suhu.
 - e) Luas tulangan Tarik utama A_{sc} tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari $(A_f + A_n)$ dan $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Luas total A_h , sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari $0,5(A_{sc} - A_n)$, Distribusikan A_h secara merata dalam $(2/3)d$ bersebelahan dengan tulangan tarik utama
 5. $\frac{A_{sc}}{b d}$ tidak boleh kurang dari $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
 6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s harus diangkur dengan salah satu dari berikut :
 - a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan f_y tulangan Tarik utama
 - b) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
 - c) Dengan suatu cara pengangkurkan baik lainnya
 7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila batang tulangan tersebut disediakan)

Perhitungan Konsol Pada Kolom

a. Data perencanaan

V_u output analisis dengan software ETABS = 233621,5 N

Dimensi Balok = 40/60

Dimensi konsol :

$b_w = 400 \text{ mm}$

$h = 400 \text{ mm}$

$d = 400 - 40 - 19 = 341 \text{ mm}$

$f_c' = 40 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$a_v = 200 \text{ mm}$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a_v/d = 200 / 341 = 0,64 < 1 \quad \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 233621,5 = 46724,30 \text{ N} \leq 233621,50 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser V_n untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{23621,50}{0,75} = 311495,30 \text{ N}$$

b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar dari pada :

$$\begin{aligned} 0,2 f_c' \times b_w \times d &= 0,2 \times 40 \times 400 \times 341 \\ &= 1091200 \text{ N} > V_n \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 11 b_w d &= 11 \times 400 \times 235 \\ &= 1500400 \text{ N} > V_n \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Digunakan $\mu = 1,4$ untuk beton yang dicor monolit (SNI 2847:2013 Pasal 11.6.4.3)

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{311495,3}{400 \times 1,4} \\
 &= 556,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Luas tulangan lentur :

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned}
 Mu &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (233621,50 \times 200) + (46724,30 \times (400-341)) \\
 &= 49481035,82 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,9 \times b \times d x^2} = \frac{49481035,82}{0,9 \times 400 \times 341^2} = 1,18$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,18}{400}} \right) = 0,0030
 \end{aligned}$$

$\rho = 0,0030 < \rho_{min} = 0,0035$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$
(Menentukan)

$$A_{f1} = \frac{Mu}{0,85 \phi f_y d}$$

$$A_{f1} = \frac{49481035,82}{0,85 \times 0,65 \times 400 \times 341}$$

$$A_{f1} = 656,59 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \times b \times d$$

$$A_{f2} = 0,0035 \times 400 \times 341$$

$$A_{f2} = 477,4 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $A_f = 700 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok A_s :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{46724,302}{0,75 \times 400} = 155,75 \text{ mm}^2$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 700 + 155,75 = 855,75 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left(\frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 556,24}{3} \right) + 155,75 = 526,57 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left(\frac{40}{400} \right) 400 \times 341 = 545,60 \text{ mm}^2$$

$A_s = 855,75 \text{ mm}^2$ menentukan

As pasang 4D19 ($A_s = 1134,11 \text{ mm}^2 > A_s$)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (855,75 - 155,75) = 350 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 3D13 ($A_s = 398,19 \text{ mm}^2$)

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 227,33 \text{ mm}$ (vertikal)

dipasang 3D13 dengan spasi $227,33 / 3 = 75,78 \text{ mm}$

e. Luas pelat landasan :

$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{233621,5}{0,85 \times 40 \times 0,75} = 9161,63 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan $100 \times 200 \text{ mm}^2 = 20000 \text{ mm}^2$ ($t = 15 \text{ mm}$).

8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok - Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \right) \times 19 = 308,31 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 \cdot f_y) d_b$$

$$= 0,043 \times 400 \times 19 = 326,8 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 330 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$= \left(\frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 19$$

$$= 795,25 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $l_d = 795,25 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$

c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24\psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} db$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\Psi_e = 1 \quad ; \quad \lambda = 1$$

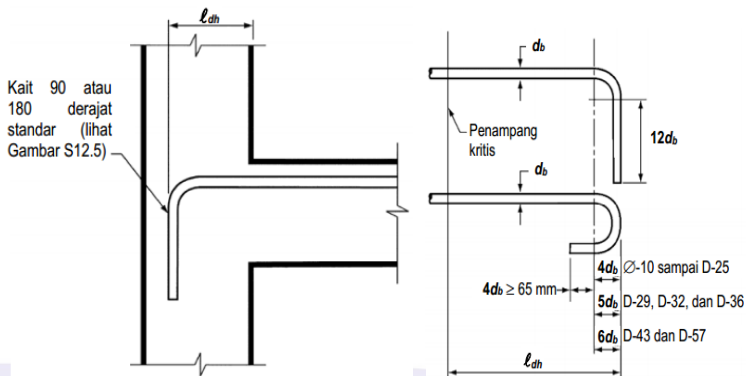
Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \times 16 = 259,63 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 259,63 \text{ mm} \geq 128 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 259,63 \approx 300 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12 d_b = 12 \times 16 = 192 \text{ mm}$



Gambar 8.6 Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk

d. Kontrol Sambungan Balok Kolom (*Beam Column Joint*)

Gaya geser yang mungkin terjadi pada sambungan balok kolom adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan Tarik balok-balok yang menyatu dihubungan balok kolom.

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 f_y = 1701,172 \times 1,25 \times 400 \\ &= 850586,211 \text{ N} = 850,860 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_s' \times 1,25 f_y = 850,586 \times 1,25 \times 400 \\ &= 425293,106 \text{ N} = 425,293 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung besarnya V_h

Perhitungan M_{pr}^- dengan tulangan 3D19 ($A_s = 850,860 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{850,586 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 35 \times 500} = 35,74 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s' (1,25 \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 850,586 \times (1,25 \times 400) \left(434,5 - \frac{35,74}{2} \right) \\ &= 177190097 \text{ Nmm} = 177,190 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr}^+ dengan tulangan 6D19 ($A_s = 1701,172 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1701,172 \times (1,25 \times 400)}{0,85 \times 35 \times 500} = 71,48 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s (1,25 \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1701,172 \times (1,25 \times 400) \left(434,5 - \frac{71,48}{2} \right) \\ &= 339180679,2 \text{ Nmm} = 339,181 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Besarnya V_h dihitung dengan rumus :

$$M_u = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{2} = \frac{177,190 + 339,181}{2} = 258,185 \text{ kNm}$$

$$V_h = \frac{M_u}{L_n/2} = \frac{258,185}{(8-5)/2} = 172,124 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 850,586 + 425,293 - 172,124 = 1103,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk hubungan balok kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_c = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'_c}$$

dimana :

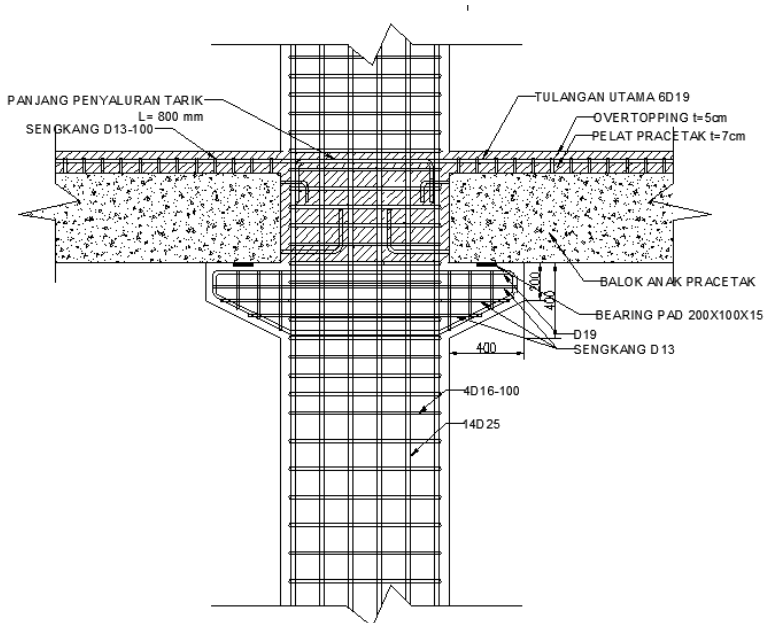
$\phi = 0,75$ sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2.3

V_c = Kuat geser beton berat nominal

A_j = Luas penampang efektif dalam HBK

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 1,7 A_j \sqrt{f'c} \\
 &= 0,75 \times 1,7 \times 450000 \times \sqrt{35} \\
 &= 3394350,776 \text{ N} = 3394,350 \text{ kN} > 1098,689 \text{ kN} \quad \dots\dots\text{OK}
 \end{aligned}$$

Sambungan Aman



Gambar 8.7 Panjang Penyaluran Balok Induk

8.5 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan.

8.5.1 Perencanaan Konsol Pada Balok Induk

$V_u = 132047 \text{ N}$ (dari analisis struktur sekunder)

Dimensi Balok Anak = 40/60

Dimensi konsol :

$b_w = 400 \text{ mm}$

$h = 300 \text{ mm}$

$d = 300 - 15 - (0,5 \times 19) = 266 \text{ mm}$

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$a_v = 100 \text{ mm}$

$a/d = 100 / 266 = 0,375 < 1 \quad \dots \text{OK}$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d = 100 / 266 = 0,375 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$N_{uc} = 0,2 \times 132047 = 26409,39 \text{ N} \leq 132047 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{132047}{0,75} = 176062,6 \text{ N}$$

a. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 35 \times 400 \times 266$$

$$= 744800 \text{ N} > V_n \quad \dots \text{OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 400 \times 266$$

$$= 1170400 \text{ N} > V_n \quad \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{176062,6}{400 \times 1,4} \\
 &= 314,39 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan N_{uc} minimum.

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (132047 \times 100) + (26409,393 \times (300-266)) \\
 &= 14177611 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d x^2} = \frac{14102616}{0,8 \times 400 \times 266^2} = 0,55$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,55}{400}} \right) = 0,0014
 \end{aligned}$$

$\rho = 0,0014 < \rho_{\min} = 0,0035$, maka dipakai $\rho = 0,0035$
(Menentukan)

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \phi f_y d}$$

$$A_{f1} = \frac{141026,16}{0,85 \times 0,75 \times 400 \times 266}$$

$$A_{f1} = 207,91 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \times b \times d$$

$$A_{f2} = 0,0035 \times 400 \times 266$$

$$A_{f2} = 393,68 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $A_f = 393,68 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{26409,393}{0,75 \times 400} = 88,031 \text{ mm}^2$$

b. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 393,68 + 88,031 = 481,711 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left(\frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 314,398}{3} \right) + 88,031 = 297,269 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left(\frac{35}{400} \right) \times 400 \times 266 = 372,40 \text{ mm}^2$$

$A_s = 488,031 \text{ mm}^2$ menentukan

Maka dipakai tulangan 3D16 ($A_s = 603,186 \text{ mm}^2$)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (603,186 - 88,031) = 257,58 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 2D13 ($A_s = 265,46 \text{ mm}^2$)

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 177,33 \text{ mm}$ (vertikal)

dipasang 2D13 dengan spasi $177,33/2 = 88,67 \text{ mm}$

c. Luas pelat landasan

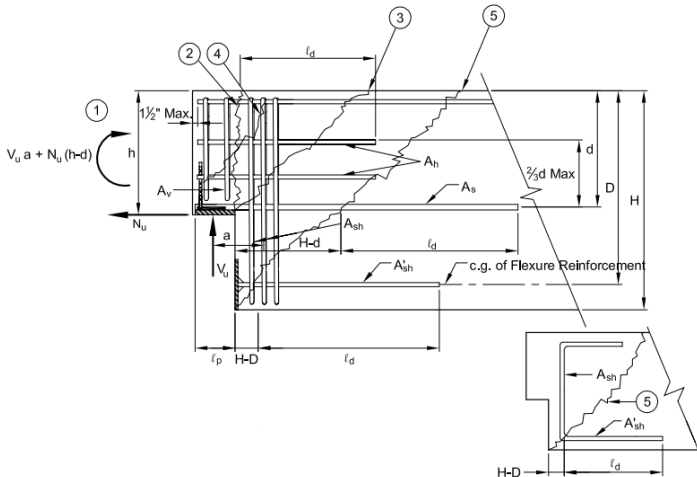
$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{132047}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 5918,071 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan $100 \times 150 \text{ mm}^2 = 15000 \text{ mm}^2$ ($t = 15 \text{ mm}$).

8.5.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Sistem sambungan antara balok dengan balok anak pada perencanaan ini menggunakan sambungan *dapped end beam* (PCI 6th edition).



Gambar 8.8 Sambungan *Dapped End* (sumber: PCI)

Perencanaan Sambungan *Dapped End Beam* (PCI 6th Edition)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 132,047 \text{ kN} = 29,69 \text{ kips} \\
 d &= 300 - 40 - (0,5 \times 16) = 252 \text{ mm} \\
 f_c' &= 35 \text{ MPa} = 5076,32 \text{ psi} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} = 58,015 \text{ ksi} \\
 a_v &= 100 \text{ mm} \\
 a/d &= 100 / 266 = 0,376 < 1 \quad \dots \text{OK} \\
 N_{uc} &= 0,2 \times 132047 = 26409,39 \text{ N}
 \end{aligned}$$

1. Lentur di ujung sambungan

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

$$= \frac{1}{0,75 \times 400} \left[132047 \left(\frac{100}{252} \right) + 26409,393 \left(\frac{300}{252} \right) \right]$$

$$= 279,465 \text{ mm}^2$$

2. Geser Langsung

$$\mu_e = \frac{1000 \lambda b h \mu}{V_u} = \frac{1000(1)(40 / 2,54)(30 / 2,54)(1,4)}{(29,69) / 1000}$$

$$= 8,937 > 3,4 \rightarrow \text{maka pakai } 3,4 \text{ (table 4.3.6.1 PCI 6th Edition)}$$

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{Nu}{\phi f_y} = \frac{2 \times 132047}{3 \times 0,75 \times 400 \times 3,4} + \frac{26409,393}{0,75 \times 400} = 174,34 \text{ mm}^2$$

Maka, $A_s = 264,76 \text{ mm}^2$ (2D13 $A_s = 265,76 \text{ mm}^2$)

$$A_n = \frac{Nu}{\phi f_y} = \frac{26409,393}{0,75 \times 400} = 88,03 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5 \times (265,46 - 88,03) = 88,72 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kuat Geser

$$\phi V_n = \phi(1000 \lambda^2 b d) = \frac{0,75(1000)(1)^2 \left(\frac{40}{2,54} \right) \left(\frac{25,2}{2,54} \right)}{1000}$$

$$= 117,18 \text{ kips} = 521,24 \text{ kN} > V_u = 132,047 \text{ OK}$$

Maka, dipakai (2D13 $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$)

Diagonal Tarik Pada Sudut Reentrant

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} = \frac{132047}{0,75(400)} = 440,16 \text{ mm}^2$$

Digunakan 3 buah tulangan D16 ($A_v = 603,185 \text{ mm}^2 > A_{sh}$)
OK

Untuk Ash' (luas minimum = Ash), dipakai tulangan D16 sebanyak 3 buah.

Diagonal Tarik Pada Daerah Daerah Lewatan

$$Kapasitas\ beton = 2\lambda\sqrt{f'c}bd$$

$$Kapasitas\ beton = \frac{2(1)\sqrt{5076,32}\left(\frac{40}{2,54}\right)\left(\frac{25,2}{2,54}\right)}{1000}$$

$$Kapasitas\ beton = 22,26\ kips = 99,07\ N$$

$$A_v = \frac{1}{2f_y} \left[\frac{V_u}{\phi} - 2\lambda\sqrt{f'c}bd \right] = \frac{1}{2(58,015)} \left[\frac{29,69}{0,75} - 22,26 \right]$$

$$A_v = 0,14\ in^2 = 90,32\ mm^2$$

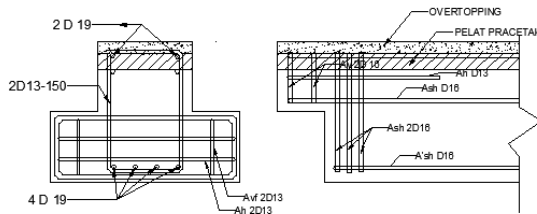
Digunakan sengkang 2 kaki D16 ($A_v = 402,1\ mm^2 > A_v$) OK

Cek:

$$\phi V_n = \phi(A_v f_y + A_h f_y + 2\lambda\sqrt{f'c}bd)$$

$$\phi V_n = 0,75(402,1 \times 400 + 88,72 \times 400 + 99,07)$$

$$\phi V_n = 147.320,31\ N = 147,320\ kN > V_u = 132,047\ kN$$

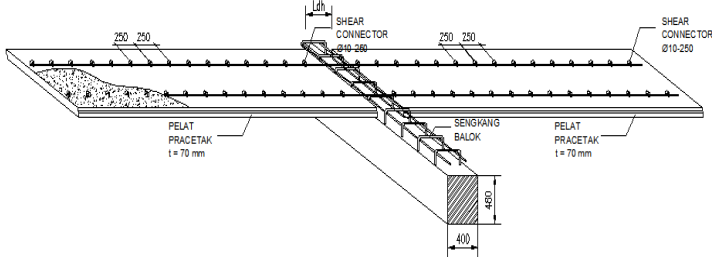


Gambar 8.9 Sambungan Balok Induk Balok Anak (*Dapped End*)

8.6 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud – stud pelat).

Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.



Gambar 8.10 Panjang Penyaluran Pelat

8.6.1 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Type A

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkn hasil penulangan pada pelat type HS sebagai berikut :

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\ &= \left(\frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 10 \\ &= 418,55 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $l_d = 418,55 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya. Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

9.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun.

9.3 Kriteria Desain

9.3.1 Spesifikasi Tiang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm²*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan :

- *Diameter outside (D)* : 600 mm
- *Thickness* : 100 mm
- *Kelas* : A1
- *Bending momen crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,50 tm
- *Allowable axial* : 252,70 ton

Tabel 9.1 Brosur Tiang Pancang WIKa Beton

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Ultimate			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

9.4 Daya Dukung

9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_r). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok. Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *SPT* menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = *Resistance ultime* di dasar pondasi

Q_s = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

Dimana :

A_p = Luas penampang ujung tiang

N_p = Harga rata-rata *SPT* 4D diatas dasar pondasi dan 4D dibawah dasar pondasi.

K = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m² = 117,7 kPa, (untuk lempung)

20 t/m² = 196 kPa, (untuk lanau berlempung)

25 t/m² = 245 kPa, (untuk lanau berpasir)

40 t/m² = 392 kPa, (untuk pasir)

Q_p = Tegangan di ujung tiang

$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan ; $3 \leq N \leq 50$

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah
muka air tanah

9.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

9.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertical ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

x_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

9.5 Perhitungan Tiang Pancang Interior (PC1)

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan tipikal.

Dari analisa struktur ETABS pada kaki kolom, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

Tabel 9.2 Reaksi Kolom As B-3

No.	Load Case/Combo	Hx (kN)	Hy (kN)	P (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	1DL+1LL	4.593	17.033	7029.561	25.795	6.357
2	1DL+1LL+1RSPX	28.137	31.527	7202.130	87.167	72.395
3	1DL+1LL+1RSPY	11.680	66.457	7086.066	184.029	30.010

P = 720,213 t

M_{ux} = 18,429 tm

M_{uy} = 7,239 tm

H_x = 2,814 t

H_y = 6,646 t

9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal (PC1)

Dari hasil data tanah yang didapatkan digunakan contoh untuk kedalaman 15 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.3).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt* :

Dimana:

$$\begin{aligned}
 Q_p &= (N_p \times K) \times A_p \\
 &= (50,05 \times 20) \times 0,28 = 328,27 \text{ t} \\
 Q_s &= (N_s/3 + 1) \times A_s \\
 &= (21,67/3 + 1) \times 25,45 = 209,29 \text{ t} \\
 Q_L &= Q_p + Q_s \\
 &= 328,27 + 209,29 = 537,56 \text{ t} \\
 Q_U &= \frac{Q_L}{S_f} = \frac{537,56}{3} = 179,19 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.2 berikut ini :

Tabel 9.3 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N _p	K	A _p	Q _p (t)	N _s	A _s	Q _s (t)	Q _{ult} (t)	Q _{ijin} (t)	Jenis Tanah
1	0.0	0.00	25.00	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lanau Berpasir
1.5	4.0	0.00	25.00	0.28	0.00	4.00	2.83	6.60	6.60	2.20	
2	4.0	2.67	20.00	0.28	15.08	4.00	0.94	2.20	17.28	5.76	
2.5	4.0	4.36	20.00	0.28	24.64	4.00	1.88	4.40	29.04	9.68	Lanau Berlempung
3	4.0	4.85	20.00	0.28	27.45	4.00	2.83	6.60	34.05	11.35	
3.5	4.7	6.54	20.00	0.28	36.99	4.13	3.77	8.96	45.96	15.32	
4	4.8	8.02	20.00	0.28	45.36	4.83	4.71	12.30	57.66	19.22	
4.5	5.0	11.92	20.00	0.28	67.39	4.36	5.65	13.87	81.26	27.09	
5	12.3	15.52	20.00	0.28	87.77	5.35	6.60	18.37	106.14	35.38	
5.5	14.2	20.42	20.00	0.28	115.45	6.33	7.54	23.46	138.91	46.30	
6	16.0	25.31	40.00	0.28	286.28	7.30	8.48	29.12	315.40	105.13	Pasir
6.5	35.3	28.02	40.00	0.28	316.91	9.85	9.42	40.36	357.27	119.09	
7	40.2	32.54	20.00	0.28	184.02	12.38	10.37	53.13	237.15	79.05	Lanau Berlempung
7.5	45.0	33.56	20.00	0.28	189.79	14.88	11.31	67.42	257.21	85.74	
8	45.7	34.23	20.00	0.28	193.56	17.08	12.25	82.02	275.58	91.86	
8.5	45.8	34.08	20.00	0.28	192.74	19.00	13.19	96.76	289.50	96.50	
9	46.0	32.02	20.00	0.28	181.07	20.69	14.14	111.62	292.70	97.57	
9.5	25.3	32.08	20.00	0.28	181.43	20.96	15.08	120.44	301.87	100.62	
10	20.2	29.73	20.00	0.28	168.11	20.92	16.02	127.73	295.85	98.62	
10.5	15.0	30.54	20.00	0.28	172.71	20.61	16.96	133.48	306.19	102.06	Lanau Berlempung
11	19.0	31.00	20.00	0.28	175.30	20.53	17.91	140.42	315.72	105.24	
11.5	20.0	32.63	20.00	0.28	184.49	20.50	18.85	147.65	332.14	110.71	
12	21.0	36.83	20.00	0.28	208.29	20.52	19.79	155.19	363.48	121.16	
12.5	47.0	38.56	20.00	0.28	218.07	21.67	20.73	170.53	388.60	129.53	
15	60.0	58.05	20.00	0.28	328.27	21.67	25.45	209.29	537.56	179.19	Lanau Berlempung
15.5	60.0	60.00	20.00	0.28	339.29	27.82	26.39	271.14	610.43	203.48	
16	60.0	60.00	20.00	0.28	339.29	29.25	27.33	293.82	633.11	211.04	
16.5	60.0	52.50	20.00	0.28	296.88	37.46	28.27	381.31	678.19	226.06	
17	60.0	45.00	20.00	0.28	254.47	39.75	29.22	416.34	670.81	223.60	
17.5	60.0	37.50	20.00	0.28	212.06	34.21	30.16	374.12	586.18	195.39	
18	60.0	30.00	20.00	0.28	169.65	32.51	31.10	368.18	537.83	179.28	

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 15 m adalah :

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = 179,19 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm (kelas A1) berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{tiang} = 252,70 \text{ ton}$$

Berdasarkan hasil analisis kekuatan tanah dan kekuatan bahan diambil P terkecil, yaitu $P_{ijin} = 179,19$ ton

9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok (PC1) **Menghitung Kebutuhan Tiang pada PC1**

Dari hasil Q_u yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{P_n}{Q_u} = \frac{720,213}{179,19} = 4,019 \approx 6 \text{ buah}$$

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang (S) = 180 cm

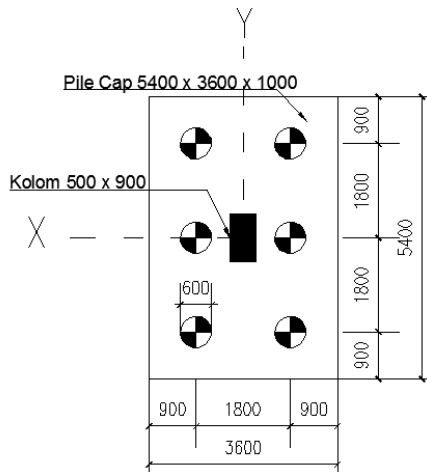
- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi (S_1) = 90 cm



Gambar 9.1 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi (η), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 2

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{600}{1800} \right) \left(\frac{(3-1) \times 2 + (2-1) \times 3}{90 \times 3 \times 2} \right) \right\} = 0,761 = 0,8$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin\ grup} &= \eta \times Q_{ijin\ 1tiang} \times n \\
 &= 0,8 \times 192,96 \times 6 \\
 &= 860,09\ t > P_u = 720,213\ t
 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$W_{n\ cap} = 3,6 \times 5,4 \times 1 \times 2,4 = \underline{46,66\ ton} +$$

$$\text{Berat total} = 748,21\ ton$$

$$Q_L\ (groups) = 860,09\ ton > P = 748,21\ ton \dots\dots \text{OK}$$

9.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max}) (PC1)

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\text{a. Reaksi kolom} = 720,21\ ton$$

$$\text{b. Berat poer} = 3 \times 4,5 \times 1 \times 2,4 = \underline{46,66\ ton} +$$

$$\text{Berat total } (\Sigma V) = 748,21\ ton$$

Momen yang bekerja :

$$M_x = M_{ux} + (H_y \times t_{poer}) = 18,40 + (2,81 \times 0,6)$$

$$= 22,39\ tm$$

$$M_y = M_{uy} + (H_x \times t_{poer}) = 8,51 + (6,65 \times 0,6)$$

$$= 10,20\ tm$$

$$P_{max} = \frac{748,21}{6} + \frac{(22,39 \times 1,8)}{(4 \times 1,8^2)} + \frac{(10,20 \times 0,9)}{(6 \times 0,9^2)}$$

$$= 129,70t \leq 179,19\ t \quad (\text{OK})$$

9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 150 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,70 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,70 Ton.

$$P_{\max} = 129,70 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 252,70 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

L_e = panjang penjepitan

$$= 1,8 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,8 \text{ m}$

$$M_y = L_e \times H_y$$

$$= 1,8 \text{ m} \times 6,65 \text{ t} = 11,96 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{11,96}{6} = 1,99 \text{ tm}$$

$$M_y < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)}$$

$$1,99 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 M_x &= L_e \times H_x \\
 &= 1,8 \times 2,84 \text{ t} \\
 &= 5,06 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{5,06}{6} = 0,84 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 M_x &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\
 0,84 \text{ tm} &< 17 \text{ tm} \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

9.5.5 Perencanaan Poer Kolom Interior (PC1)

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

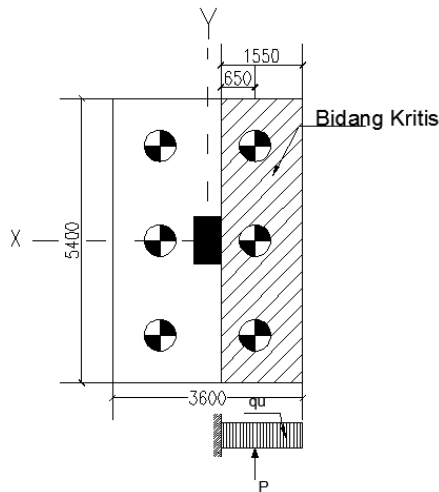
Data-data perencanaan :

- Dimensi poer ($B \times L$) $= 3,6 \times 5,4 \text{ m}$
- Tebal poer (t) $= 1 \text{ m}$
- Diameter tulangan utama $= 22 \text{ mm}$
- Diameter sengkang $= 13 \text{ mm}$
- Dimensi kolom $= 500 \times 900 \text{ mm}$
- Tebal selimut beton $= 75 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer
- $(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 914 \text{ mm}$
- $(d_y) = 1000 - 75 - 22 - \frac{1}{2} 22 = 892 \text{ mm}$

a. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Penulangan Lentur Arah X



Gambar 9.2 Bidang Kritis pada Poer

$$P_{\max} = 130,08 \text{ t}$$

$$Q = 5,4 \times 1 \times 2,4 = 12,96 \text{ ton/m}$$

$$Q_u = 12,96 \times 1,4 = 18,14 \text{ ton/m}$$

$$a = 650 \text{ mm}$$

$$b = 1550 \text{ mm}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= 3(P \times a) - (q \times b \times b/2) \\ &= 3 \times (130,08 \times 0,65) - (18,14 \times 1,55 \times 1,55/2) \\ &= 231,865 \text{ tm} = 231865000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 914 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1000 - 75 - 22 - \frac{1}{2} 22 = 892 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} = \frac{231865000}{0,9 \times 5400 \times 914^2} = 0,057$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,057}{400}} \right) = 0,00014$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

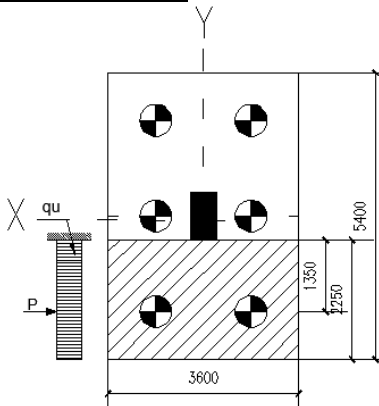
maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 5400 \times 914 \\ &= 17274,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22– 100 (As pakai = 20527,17 mm²)

Penulangan Lentur Arah Y



Gambar 9.3 Bidang Kritis pada Poer

$$P_{\max} = 130,08 \text{ t}$$

$$Q = 3,6 \times 1 \times 2,4 = 8,640 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 8,640 \times 1,4 = 12,096 \text{ ton/m}$$

$$a = 1,35 \text{ m}$$

$$b = 2,25 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= (2P \times a) - (q \times b \times b/2) \\ &= (2 \times 130,08 \times 1,35) - (12,096 \times 2,25 \times 2,25/2) \\ &= 318,067 \text{ tm} = 318067000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} 22 = 914 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1000 - 75 - 22 - \frac{1}{2} 22 = 892 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,9 \times 3000 \times d_x^2} = \frac{318067000}{0,9 \times 3600 \times 892^2} = 0,123$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,123}{400}} \right) = 0,00031 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0035$

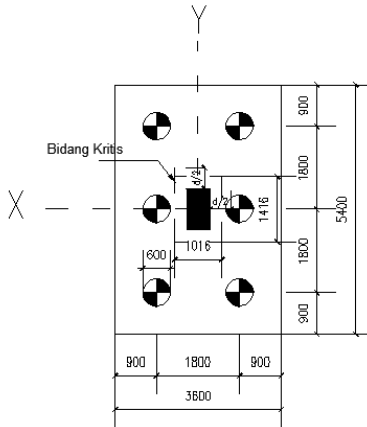
Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 3600 \times 892 \\ &= 11239,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 – 100 (As pakai = 13684,77 mm²)

b. Kontrol Geser Pons Kolom Interior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :



Gambar 9.4 Geser Pons Akibat Kolom

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{900}{500} = 1,8$$

b_0 = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_0 = 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$b_0 = 2(1414) + 2(1814) = 6456 \text{ mm}$$

d = tinggi efektif = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 22 = 914 \text{ mm}$

$\alpha_s = 40$, untuk kolom interior

$P_{tiang} = 179,19 \text{ ton}$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,8} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 6456 \times 914 = 12528634,87 \text{ N}$$

$$= 1252,86 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 914}{6456} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 6456 \times 914 = 16408334,36 \text{ N}$$

$$= 1640,83 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 6456 \times 914 = 11520137,95 \text{ N}$$

$$= 1152,01 \text{ t}$$

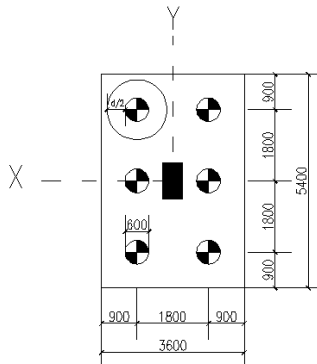
Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah V_c 489,32 t

$$\phi V_c = 0,75 \times 1152,01 \text{ t}$$

$$= 864,01 \text{ ton} > V_u = 720,213 \text{ ton} \quad \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

c. Kontrol Geser Pons Tiang Pancang



Gambar 9.5 Geser Pons Akibat Tiang

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{900}{500} = 1,8$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = V_c = (0,25 \times \pi \times (900 + 914)) + (2 \times 900)$$

$$b_o = 3224,71 \text{ mm}$$

$$d = \text{tinggi efektif} = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 22 = 914 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40, \text{ untuk kolom interior}$$

$$P_{\text{tiang}} = 179,19 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1,8}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 3224,71 \times 914 = 6257932,799 \text{ N}$$

$$= 625,79 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 914}{3224,71}\right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 3224,71 \times 914 = 16408334,36 \text{ N}$$

$$= 1640,83 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 3224,71 \times 914 = 5754198,271 \text{ N}$$

$$= 575,42 \text{ t}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah V_c 575,42 t

$$\phi V_c = 0,75 \times 575,42 \text{ t}$$

$$= 431,56 \text{ ton} > V_u \text{ (Pu tiang)} = 179,19 \text{ ton} \quad \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

9.7 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

9.7.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	: 7202,213 kN
Panjang Sloof	: 8 m
Mutu Beton f'c	: 35 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Decking	: 40 mm
φ Tulangan Utama	: 19 mm
φ Sengkang	: 13 mm
Dimensi Sloof	: 400 mm x 600 mm
Tinggi Efektif	: $600 - 40 - 13 - (1/2 \cdot 19) = 537,5$ mm

9.6.2 Penulangan Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah :

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial } P_u &= 10\% \times 7202,213 \text{ kN} \\ &= 720,22 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= 0,4 \times 0,6 \times 24 &= 5,76 \text{ kN/m} \\ \text{Berat dinding} &= 5 \times 2,5 &= 12,5 \text{ kN/m} + \\ &&= 18,26 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \times 18,26 \\ &= 21,912 \text{ kN/m} = 21912 \text{ N/m}\end{aligned}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

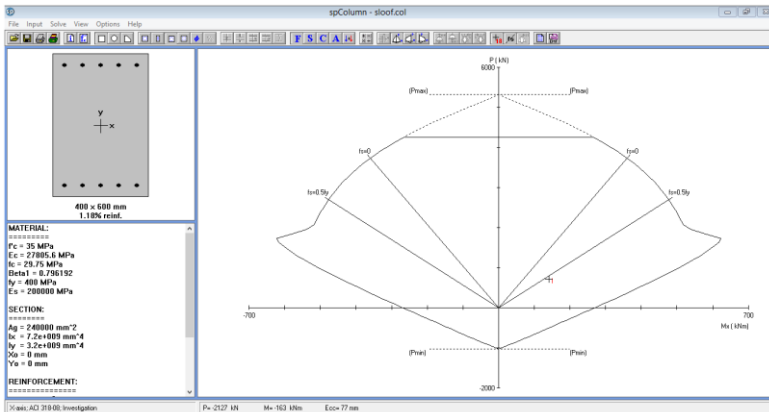
$$\begin{aligned} Mu &= 1/10 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/10 \cdot 21912 \cdot 8^2 \\ &= 140,237 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program SpColumn dengan memasukkan beban :

$$Pu = 720,221 \text{ kN}$$

$$Mu = 140,237 \text{ kNm}$$

Sehingga di dapat diagram interaksi seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 9.6 Diagram Interaksi Balok Sloof 40/60

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{dipasang tulangan } 10D19 (A_s = 2835,287 \text{ mm}^2)$$

Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance M_{pr} sebesar 444,01 kNm

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr} + M_{pr}}{hn} \\ &= \frac{444,01 + 448,01}{7,5} = 118,403 \text{ kN} = 118403 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c} x b_w x dx \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{35} x 400 x 537,5 \left[1 + \frac{720221}{14 x 400 x 600} \right] \\ &= 257433,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 257433,9 \text{ N} = 193075,4 \text{ N}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 216,411 = 162,308 \text{ kN} \geq 64,96 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 537,5/2 = 268,75 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipasang sengkang $\emptyset 13$ –200 mm di sepanjang sloof.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB X

METODE PELAKSANAAN

10.1 Umum

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang tidak bisa dipisahkan. Apalagi menyangkut tentang struktur beton pracetak. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item – item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material – material beton pracetak. Proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
 - a. Perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
 - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
 - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

10.1.1 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan tidak angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak

di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane JIANGLU QTZ315 (JL7034A)
- Jarak jangkauan maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton
- Tower crane yang digunakan 1 buah

10.1.2 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan pile cap dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian pile cap. Tulangan kolom bersamaan dengan tulangan konsol yang telah disiapkan dicor sampai batas yang sudah ditentukan. Dalam hal ini sampai ketinggian permukaan bawah balok induk yang menumpang pada kolom.

10.1.3 Pemasangan Elemen Balok Induk

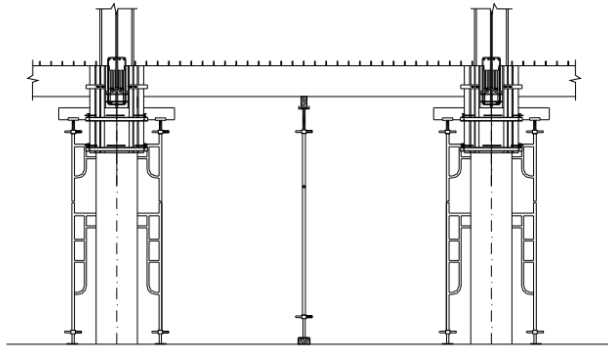
Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scaffolding untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.



Gambar 10.1 Pemasangan Balok Induk Pracetak

10.1.4 Pemasangan Elemen Balok Anak

Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi.



Gambar 10.2 Pemasangan Balok Anak Pracetak

10.1.5 Pemasangan Elemen Pelat

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.



Gambar 10.3 Pemasangan Pelat Pracetak

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran (overtopping) pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 5 cm.



Gambar 10.4 Pemberian Topping

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

BAB XI

PENUTUP

11.1 Kesimpulan

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Harper Pasteur Hotel Bandung Menggunakan Sistem Ganda dengan Metode Pracetak Pada Balok Dan Pelat” maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Dari hasil analisis beban gempa, struktur gedung termasuk ke dalam kategori desain seismik D dengan demikian konfigurasi sistem ganda yang diterapkan adalah SRPMM dan SDSK karena ketinggian gedung tidak lebih dari 48 m. Dari program analisis struktur didapatkan kontrol nilai akhir respon spektrum V_{dinamik} arah x sebesar 7735,074 kN dan V_{dinamik} arah y sebesar 8632,56 kN. kontrol partisipasi massa memenuhi syarat yaitu pada mode 6, memenuhi kontrol *drift* (simpangan) yaitu tidak boleh melebihi 66 mm, dan kontrol waktu getar alami (T) pada arah x sebesar 1,049 detik dan T pada arah y sebesar 0,942 detik .
2. Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam Dimensi struktur utama didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a) dan dimensi kolom yang didapat dari perhitungan sebesar 900/500 cm pada lantai 1-4, 800/400 cm pada lantai 5-10. Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a). Sedangkan untuk dimensi pelat digunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tabel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
 - a. Struktur Sekunder
 - Dimensi balok anak = 40/60 cm

- Dimensi balok bordes = 20/30 cm
- Dimensi balok lift = 30/50 cm
- Tebal pelat = 12 cm

b. Struktur Primer

- Dimensi balok induk = 40/60 cm
- Dimensi kolom = 500/900 cm
- Pile cap = 3,6 x 5,4 x 1 m
- Tiang pancang = D60, H = 15 m

3. Komponen pracetak disambung dengan menggunakan sambungan basah dan konsol pendek pada kolom agar bangunan tersebut menjadi bangunan pracetak yang monolit. Ukuran konsol pendek pada kolom adalah 400x400 mm.
4. Detailing sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan dan shear connector yang muncul dari setiap elemen pracetak untuk menyatukan dengan elemen cor di tempat. Sambungan didesain sesuai dengan ketentuan yang berlaku.
5. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS dengan memasukkan gaya-gaya yang bekerja pada pelat serta beban vertikal dan horizontal.
6. Pondasi direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui pile cap.
7. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada desain modifikasi struktur gedung Harper Pasteur Hotel Bandung akan dituangkan pada gambar teknik yang ada pada lampiran.

11.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Untuk menghasilkan dimensi struktur primer yang efisien dan memenuhi syarat-syarat yang ditentukan, maka perlu dilakukan analisis secara bertahap dengan menggunakan dimensi minimum yang ditentukan sampai memperoleh dimensi yang tepat. Dalam hal ini perlu dikontrol diantaranya kontrol drift, partisipasi massa, dan $V_d \geq 0,85 V_s$.
2. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak karena sambungan beton pracetak tentu tidak semonolit seperti pada sambungan dengan cor setempat agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang tidak diinginkan pada daerah sambungan akibat dari kurang sempurnanya pengerjaan sambungan.
3. Tipe elemen pracetak sedapat mungkin dibuat seminal mungkin untuk lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengan metode pracetak dapat terlaksana.
4. Masih perlu lagi pengembangan teknologi pracetak agar lebih inovatif dan efisien dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
5. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Budianto. 2010. **Perilaku Dan Perancangan Sambungan Balok Kolom Pracetak Pada Rumah Sederhana Cepat Bangunan Tahan Gempa Dengan Sistem Rangka Berdinding Pengisi**. Tesis Magister, Institute Teknoologi Sepuluh November, Surabaya.

Hari Nugraha Nurjaman, Lutfi Faizal, Hasiholan R. Sidjabat. 2010. **Perilaku Aktual Bangunan Gedung Dengan Sistem Pracetak Terhadap Gempa Kuat**. Seminar dan Pameran Haki 2010 - “Perkembangan dan Kemajuan Konstruksi Indonesia”.

Imran, Yuliardi, Suhelda, dan Kristianto. (2008). **Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang**. Seminar dan Pameran HAKI 2008 - Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur.

Niken C. 2008. **Perilaku Lentur Sambungan Model Takik Pada Balok Aplikasi Untuk Beton Pracetak**. Jurnal Teknik Sipil, Universitas Lampung.

Noorhidana,V. saptahari M. Sugiri, dan Biemo w.soemardi. 1999. **Analisis Eksperimental Kolom Pracetak Dry Joint Akibat Beban Siklik Lateral.**

Nurjaman hari Nugraha, 2000. **Penentuan Model dan Parameter Titik Kumpul Analisis Struktur Rangka Beton Dengan Sistem Pracetak dan sistem Hibrid Berdasarkan Uji Laboratorium.** Disertasi Program Pasca Sarjana, institute Teknologi Bandung.

Precast/Prestressed Concrete Institute. 2004. **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete Sixth Edition.** Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute.

Rachmat, Purwono. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.** Surabaya : ITS Press

Riza Aryanti dan Muhammad Aminsya. 2004. **Penerapan Konsep Desain Kapasitas pada Struktur Tahan Gempa.** JURNAL ILMIAH R & B Volume 4, No. 2, Oktober 2014.

Suhami , T. Budi Aulia, Mochammad Afifuddin.. 2014. **Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Sistem Ganda Dengan Variasi Geometri Dinding Geser Pada Wilayah Gempa K.uat.** Jurnal Teknik Sipil, Pascasarjana Universitas Syiah Kuala.

Titik Penta Artiningsih. 2008. **Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan.** JURNAL TEKNIK SIPIL Volume 8 No. 3, Juni 2008 : 237 – 249.

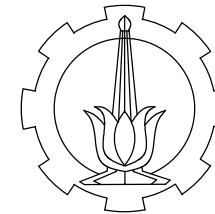
Tjahyono, dan Heru Purnomo. 2004. **Pengaruh Penempatan Penyambungan Pada Perilaku Rangkaian Balok-Kolom Beton Pracetak Bagian Sisi Luar.** MAKARA, TEKNOLOGI, VOL. 8, NO. 3, DESEMBER 2004: 90-97.

Wahjudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam.** Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, FTSP, ITS.

Wulfram I. Ervianto. 2007. **Eksplorasi Teknologi Dalam Proyek Konstruksi.**

Zainul Khakim, M. Ruslin Anwar, M. Hamzah Hasyim. 2011.
**Studi Pemilihan Pengerjaan Beton Antara Pracetak Dan
Konvensional Pada Pelaksanaan Konstruksi Gedung Dengan
Metode Ahp.** JURNAL REKAYASA SIPIL / Volume 5, No. 2 –
2011 ISSN 1978 – 5658.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
LANTAI 1 - LANTAI 2

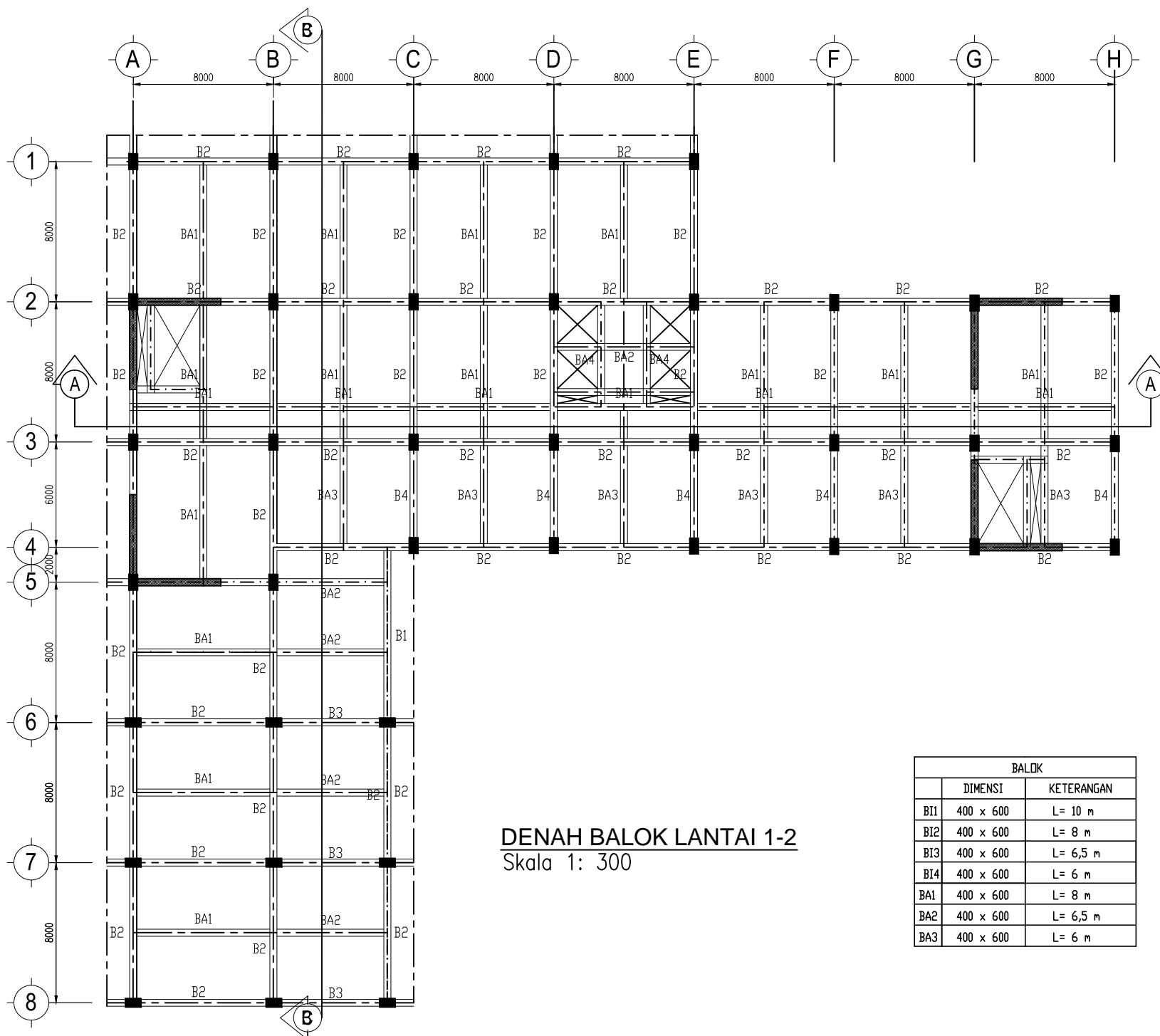
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

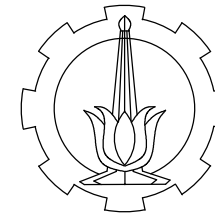
I

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 1-2
Skala 1: 300

BALOK		
	DIMENSI	KETERANGAN
B11	400 x 600	L= 10 m
B12	400 x 600	L= 8 m
B13	400 x 600	L= 6,5 m
B14	400 x 600	L= 6 m
BA1	400 x 600	L= 8 m
BA2	400 x 600	L= 6,5 m
BA3	400 x 600	L= 6 m



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
LANTAI 3- LANTAI 4

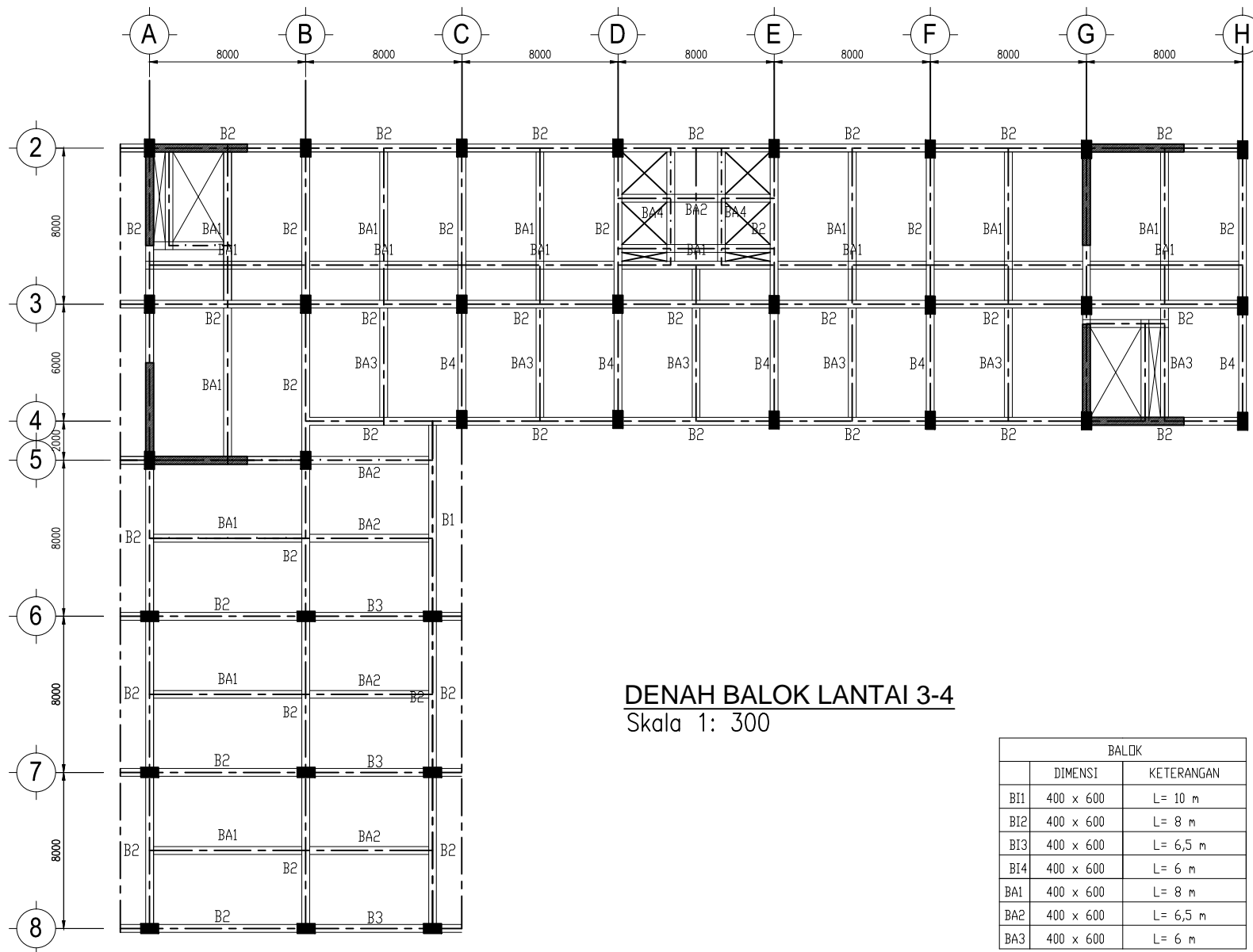
SKALA

1 : 300

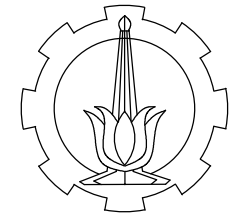
NOMOR GAMBAR

2

CATATAN



BALOK		
	DIMENSI	KETERANGAN
B11	400 x 600	L= 10 m
B12	400 x 600	L= 8 m
B13	400 x 600	L= 6,5 m
B14	400 x 600	L= 6 m
BA1	400 x 600	L= 8 m
BA2	400 x 600	L= 6,5 m
BA3	400 x 600	L= 6 m



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINIRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
LANTAI 5- LANTAI 10

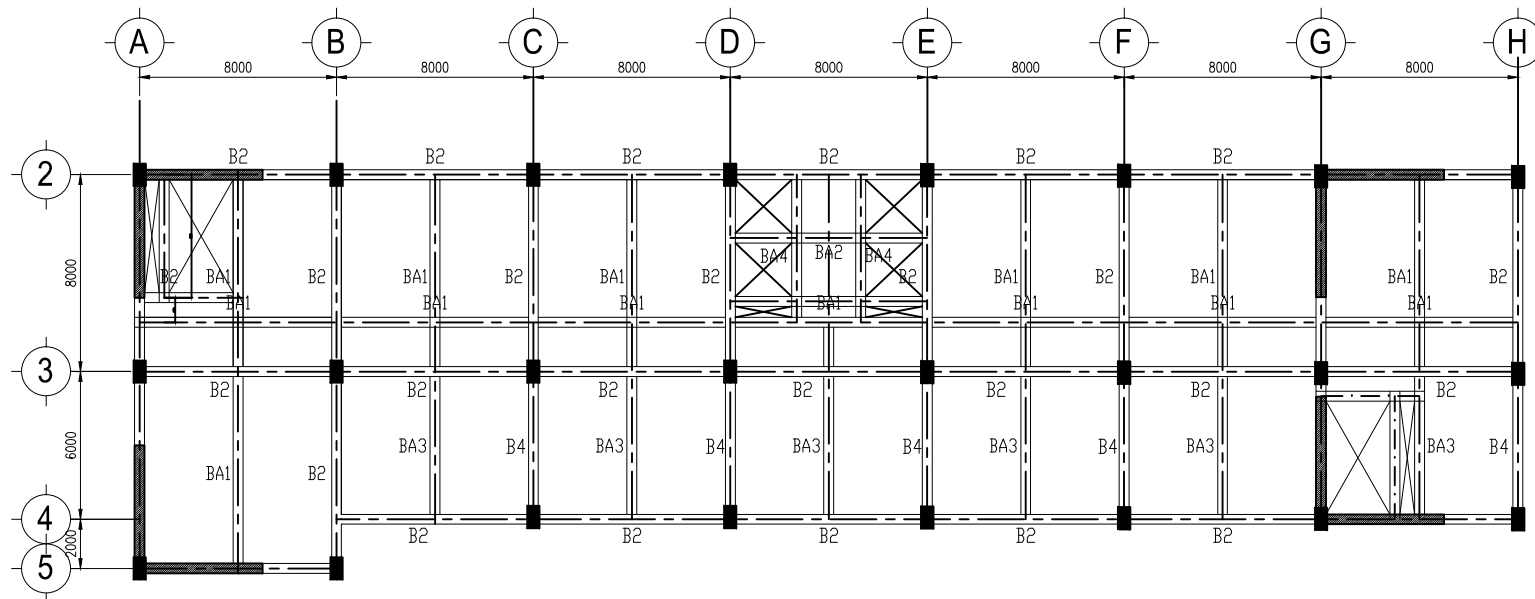
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

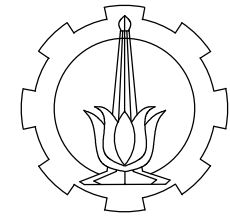
3

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 5 - 10
Skala 1: 300

BALOK		
	DIMENSI	KETERANGAN
B11	400 x 600	L= 10 m
B12	400 x 600	L= 8 m
B13	400 x 600	L= 6,5 m
B14	400 x 600	L= 6 m
BA1	400 x 600	L= 8 m
BA2	400 x 600	L= 6,5 m
BA3	400 x 600	L= 6 m



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK
LANTAI ATAP

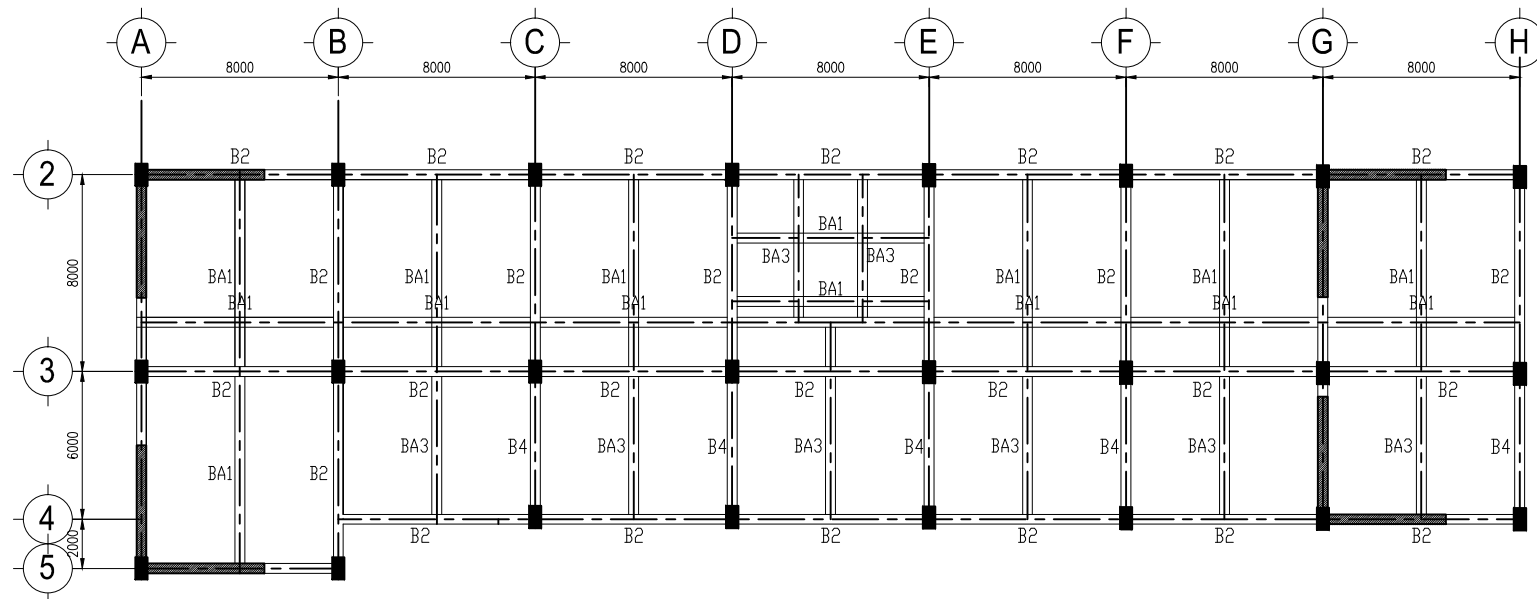
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

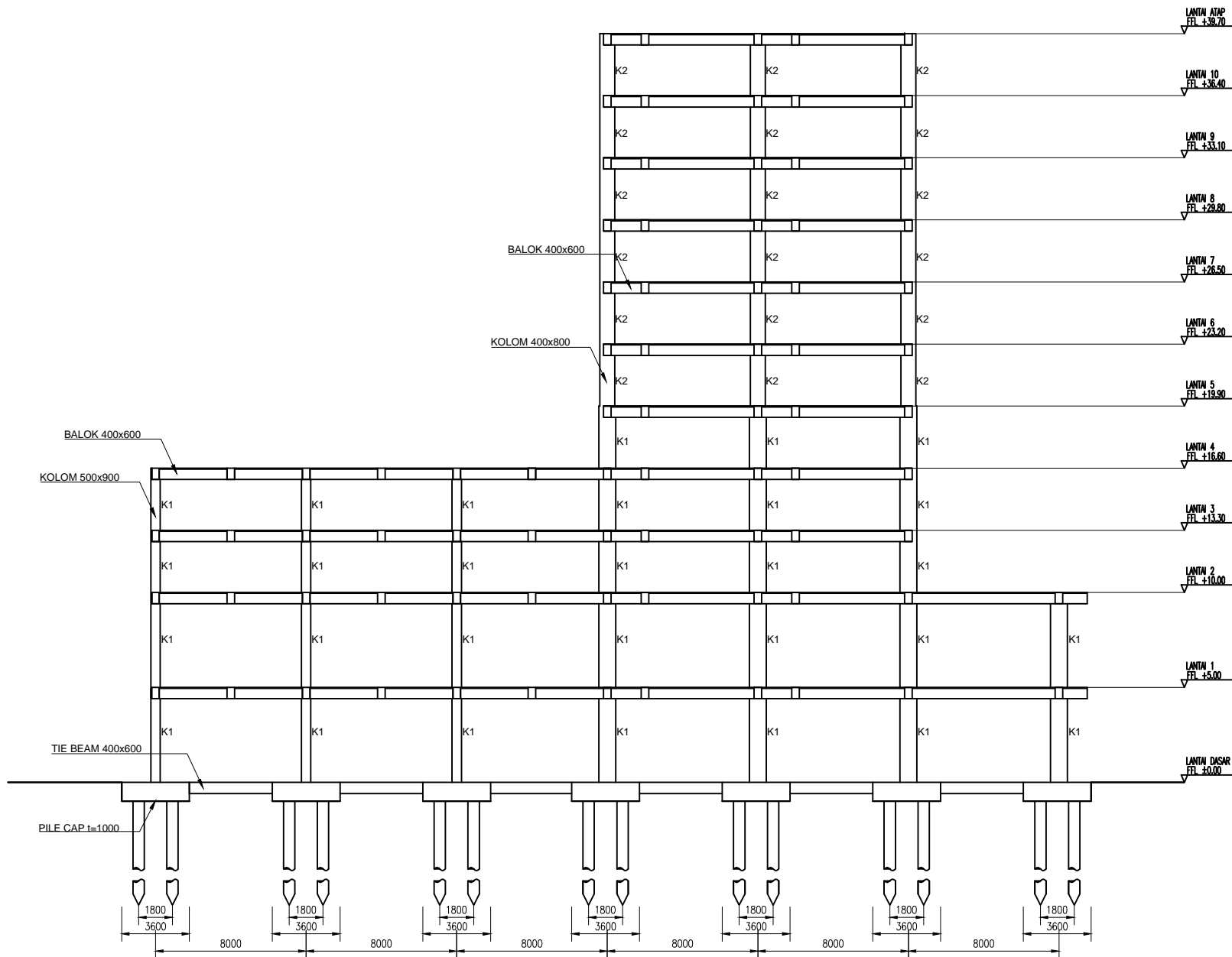
4

CATATAN

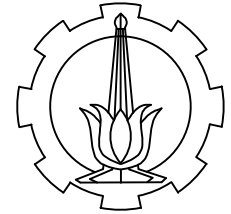


DENAH BALOK LANTAI ATAP
Skala 1: 300

BALOK		
	DIMENSI	KETERANGAN
B11	400 x 600	L= 10 m
B12	400 x 600	L= 8 m
B13	400 x 600	L= 6,5 m
B14	400 x 600	L= 6 m
BA1	400 x 600	L= 8 m
BA2	400 x 600	L= 6,5 m
BA3	400 x 600	L= 6 m



POTONGAN B-B
Skala 1: 300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

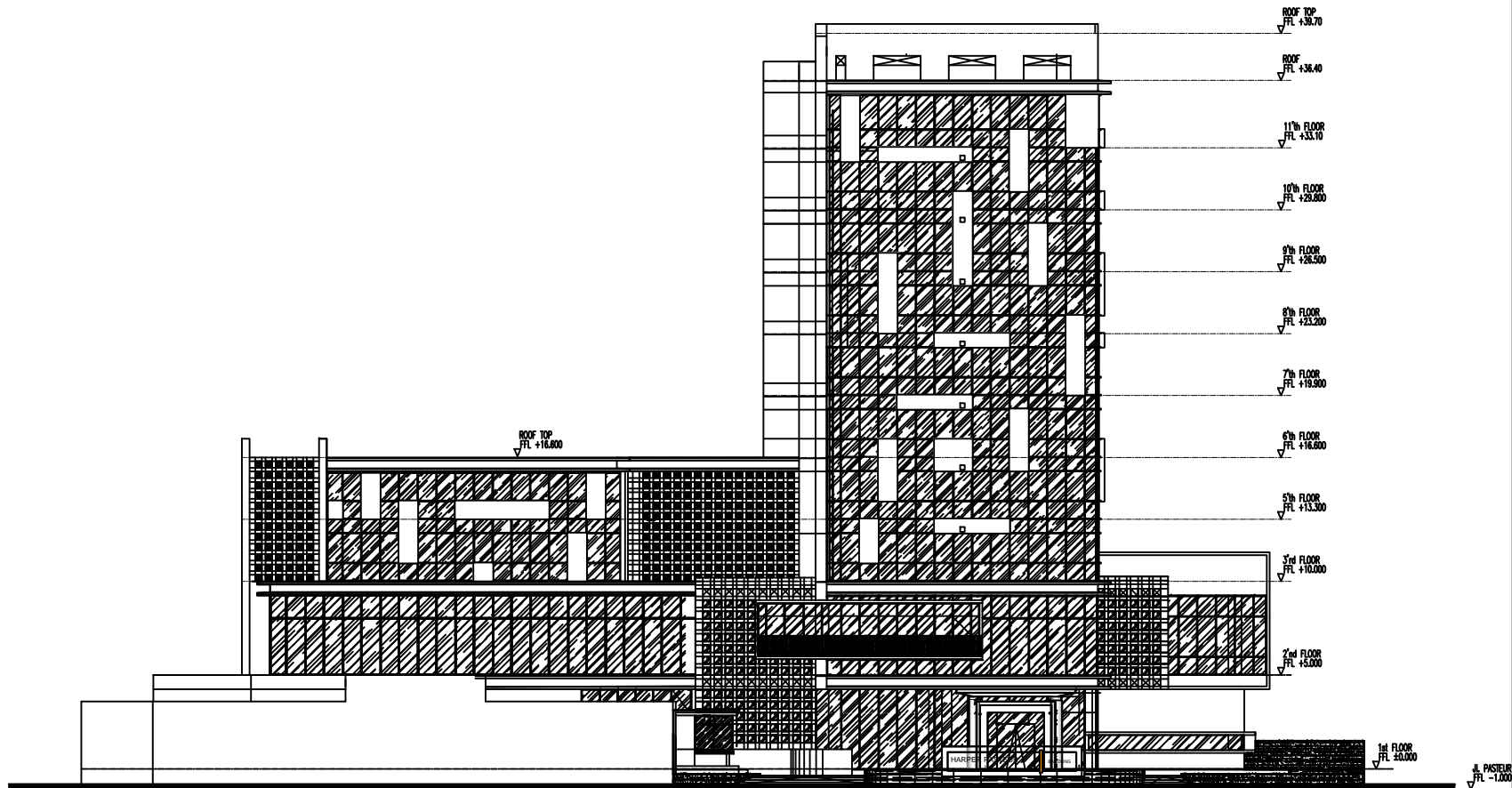
SKALA

1 : 300

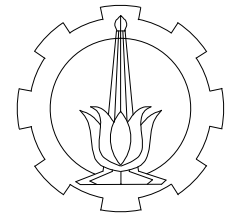
NOMOR GAMBAR

6

CATATAN



TAMPAK DEPAN
Skala 1: 350



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TAMPAK DEPAN

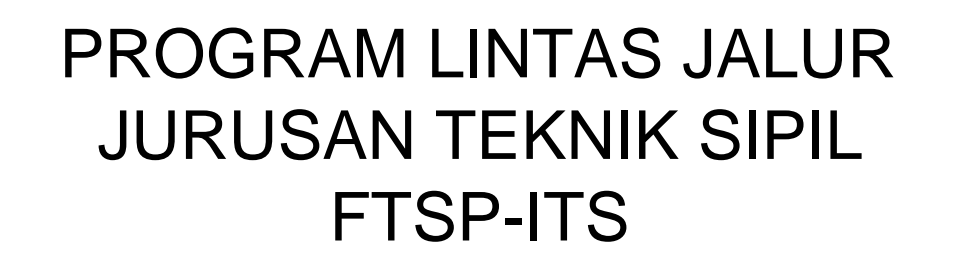
SKALA

1:350

NOMOR GAMBAR

07

CATATAN



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TAMPAK SAMPING KIRI

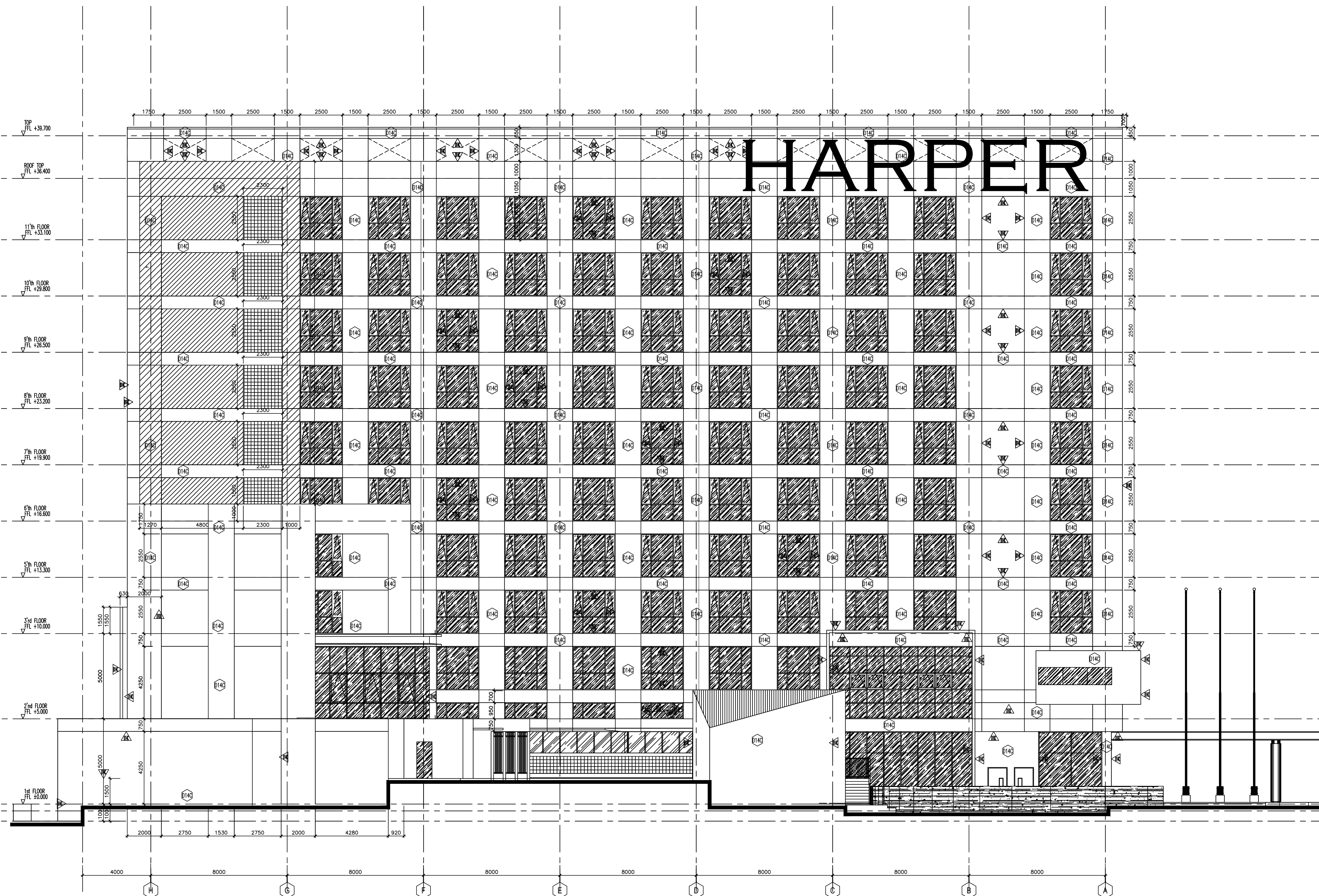
SKALA

1:350

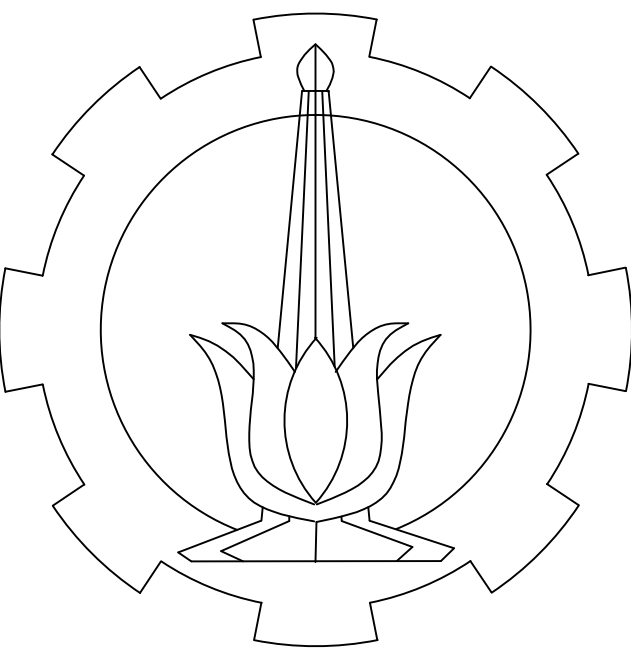
NOMOR GAMBAR

08

CATATAN



TAMPAK SAMPING KIRI



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA

IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TAMPAK BELAKANG

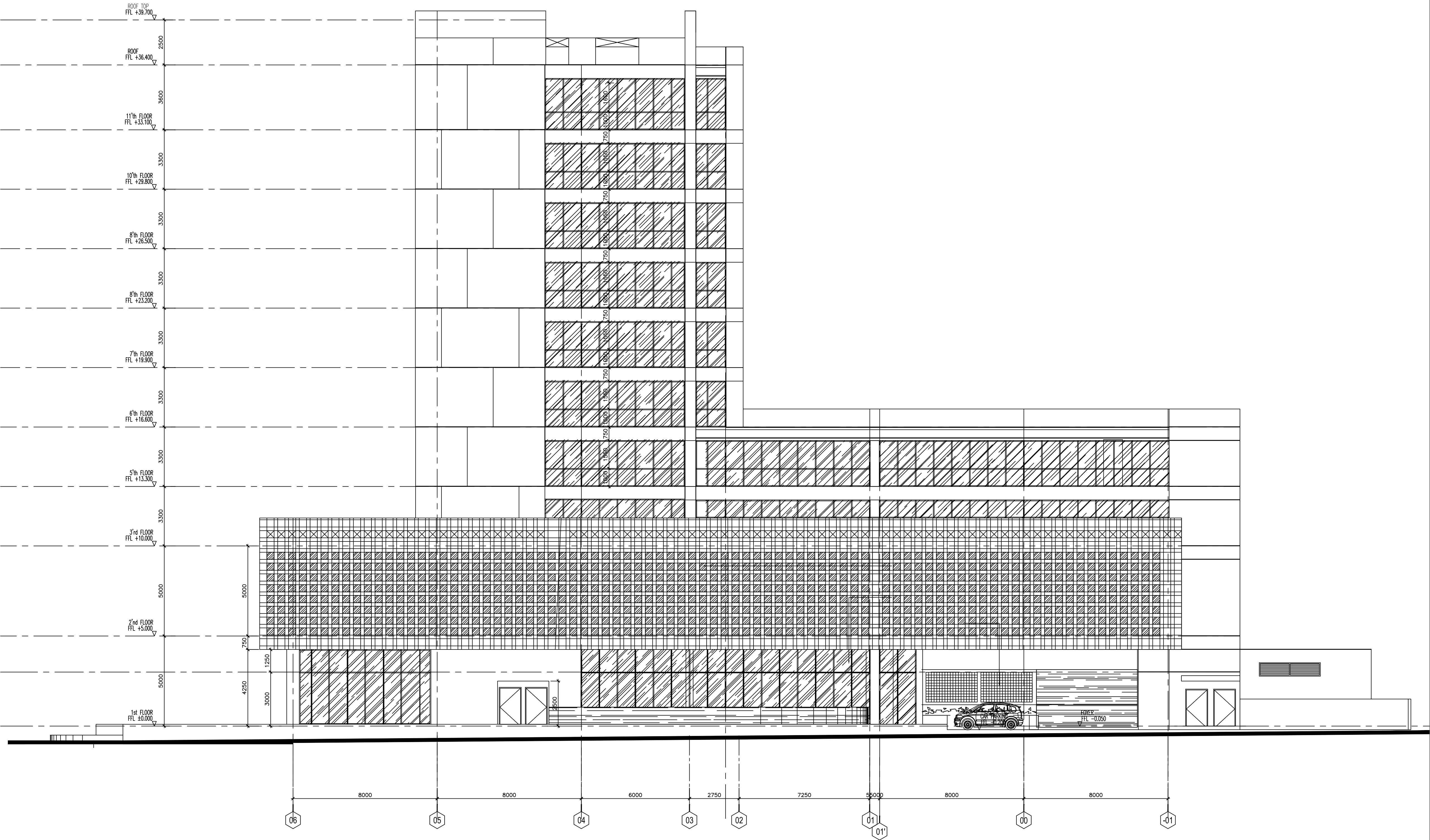
SKALA

1:350

NOMOR GAMBAR

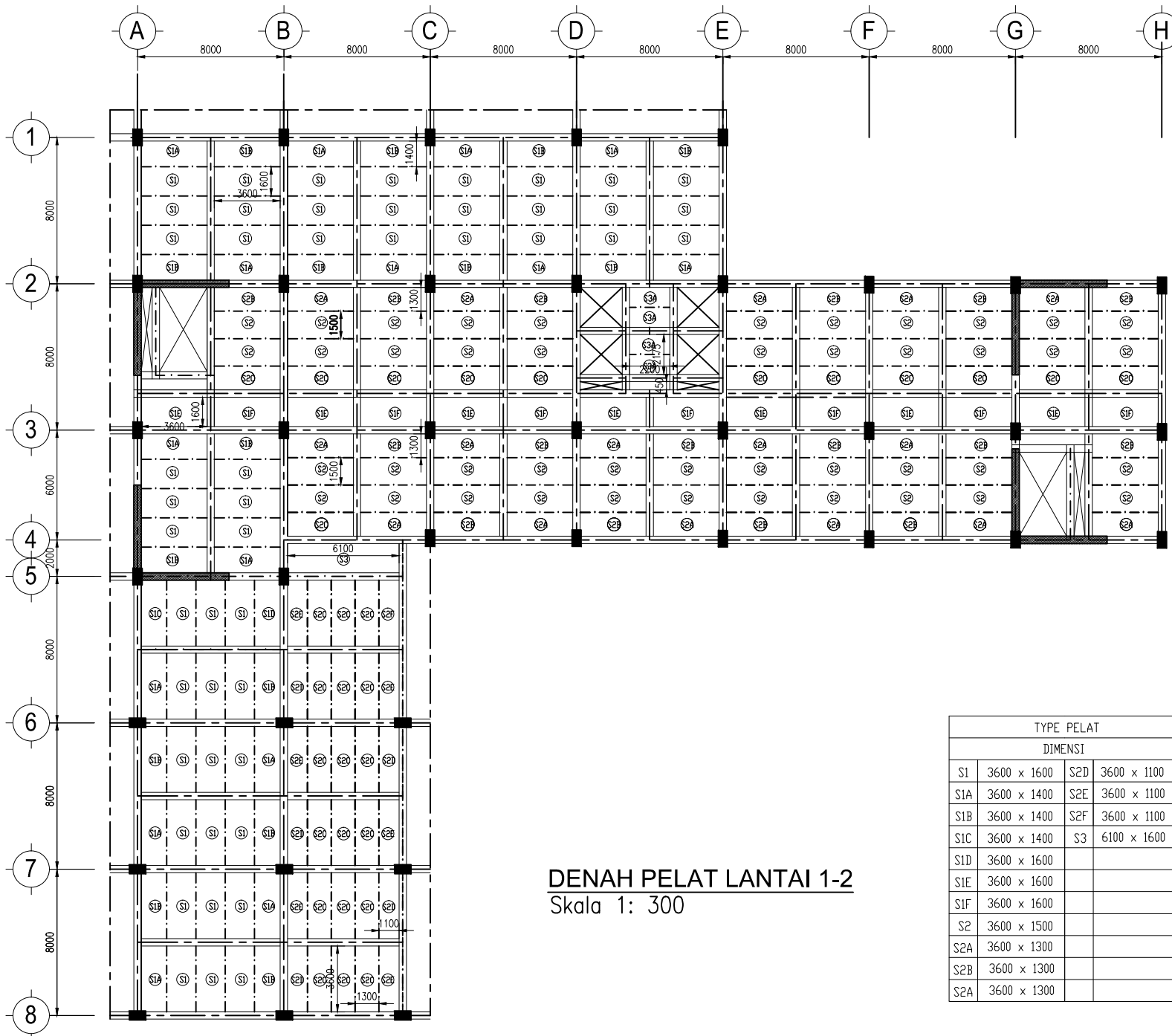
09

CATATAN



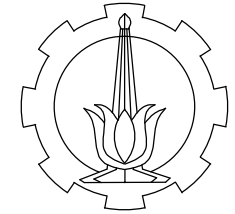
TAMPAK BELAKANG (C)

SKALA 1 : 350



DENAH PELAT LANTAI 1-2
Skala 1: 300

TYPE PELAT			
DIMENSI			
S1	3600 x 1600	S2D	3600 x 1100
S1A	3600 x 1400	S2E	3600 x 1100
S1B	3600 x 1400	S2F	3600 x 1100
S1C	3600 x 1400	S3	6100 x 1600
S1D	3600 x 1600		
S1E	3600 x 1600		
S1F	3600 x 1600		
S2	3600 x 1500		
S2A	3600 x 1300		
S2B	3600 x 1300		
S2A	3600 x 1300		



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT
LANTAI 1 s/d 2

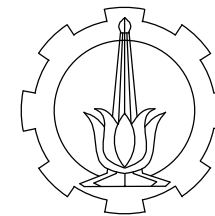
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

10

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT
LANTAI 3 s/d 4

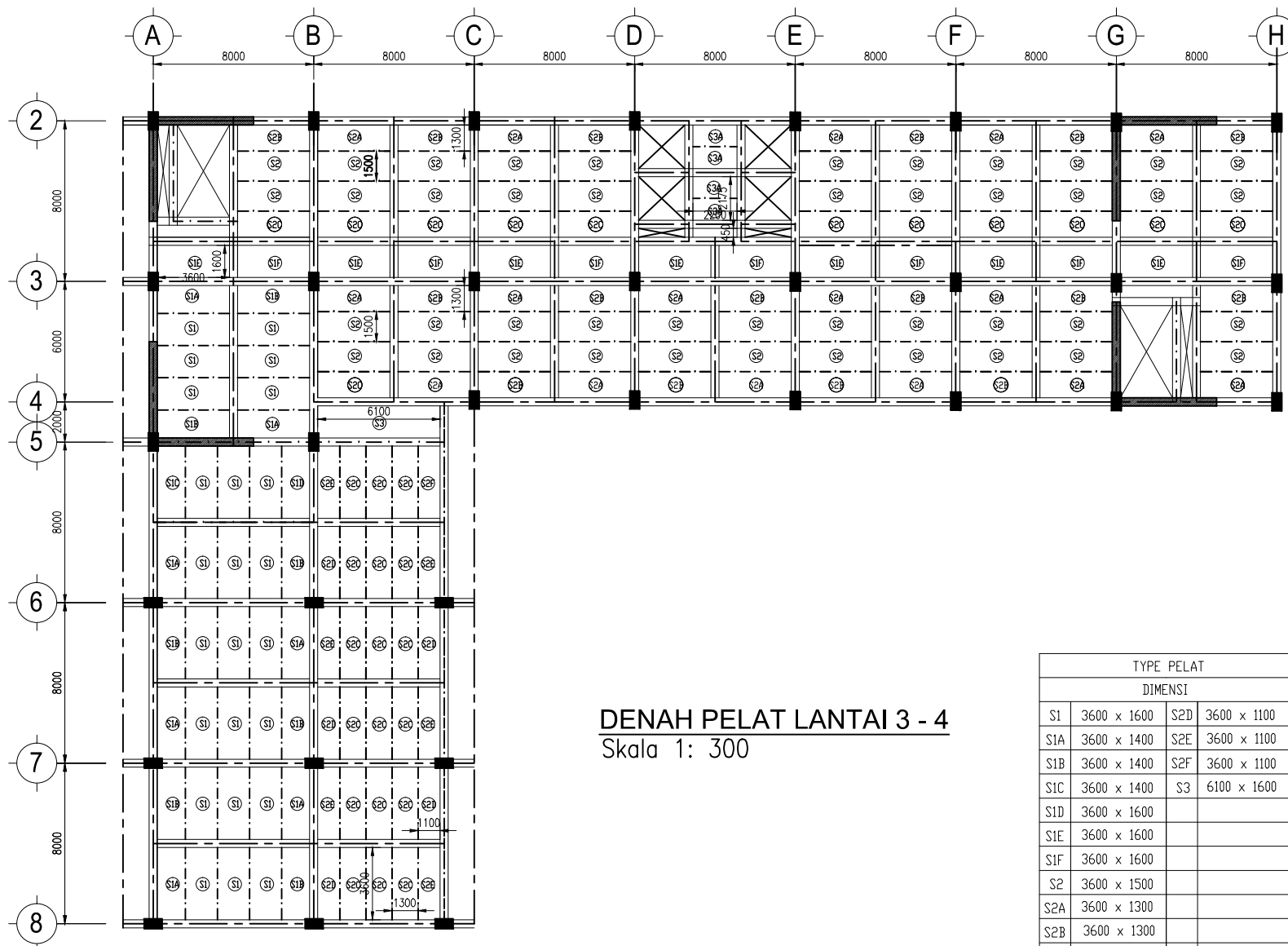
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

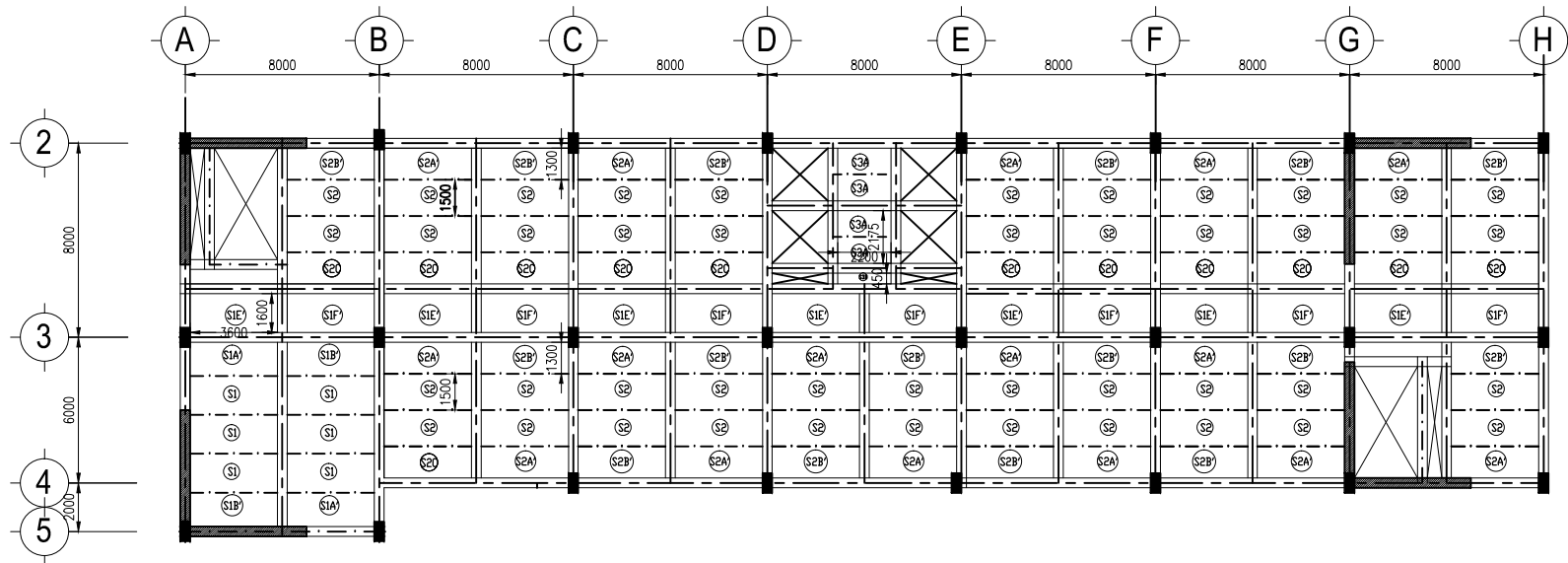
II

CATATAN



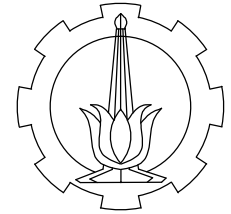
DENAH PELAT LANTAI 3 - 4
Skala 1: 300

TYPE PELAT			
DIMENSI			
S1	3600 x 1600	S2D	3600 x 1100
S1A	3600 x 1400	S2E	3600 x 1100
S1B	3600 x 1400	S2F	3600 x 1100
S1C	3600 x 1400	S3	6100 x 1600
S1D	3600 x 1600		
S1E	3600 x 1600		
S1F	3600 x 1600		
S2	3600 x 1500		
S2A	3600 x 1300		
S2B	3600 x 1300		
S2C	3600 x 1300		



DENAH PELAT LANTAI 5 - 10
Skala 1: 300

TYPE PELAT	DIMENSI
S1	3600 x 1600
S1A'	3600 x 1400
S1B'	3600 x 1400
S1E'	3600 x 1600
S1F'	3600 x 1600
S2	3600 x 1500
S2A'	3600 x 1300
S2B'	3600 x 1300
S2C	3600 x 1300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT
LANTAI 5 s/d 10

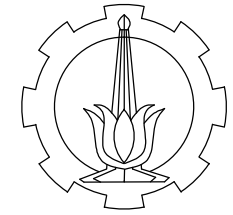
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

12

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT
LANTAI ATAP

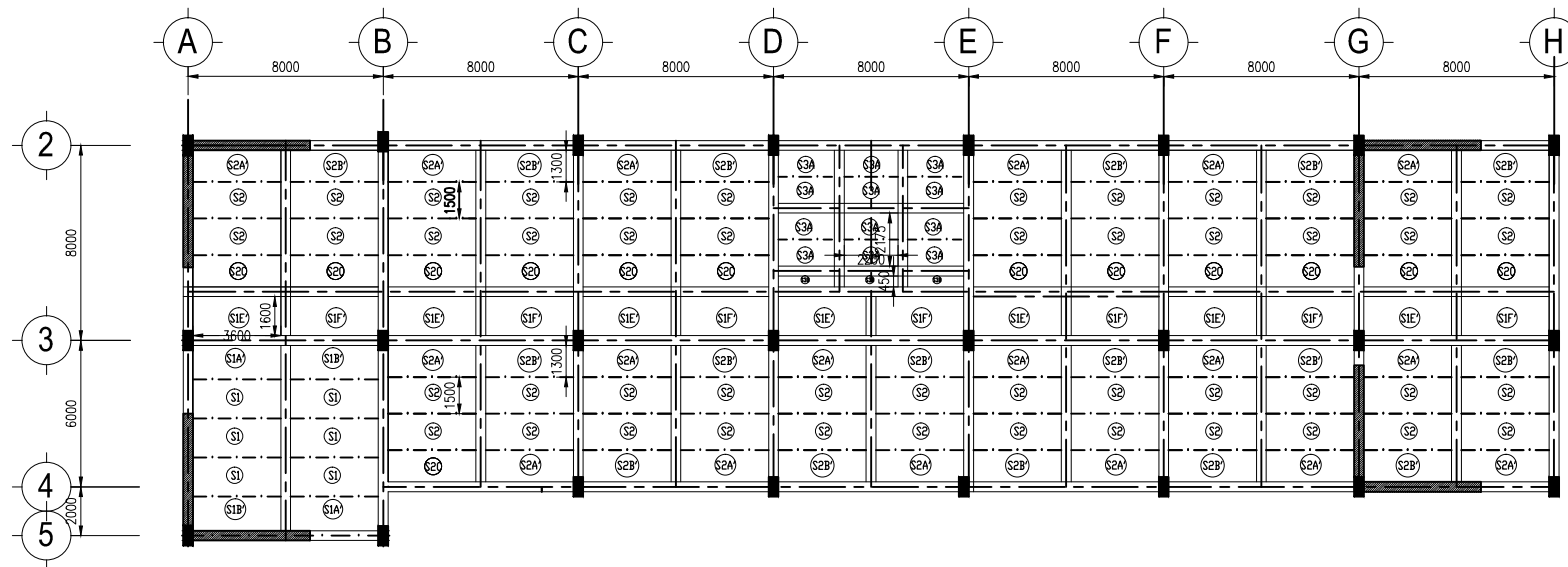
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

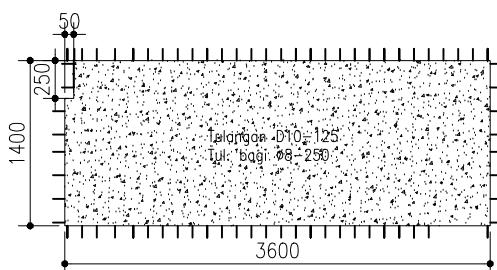
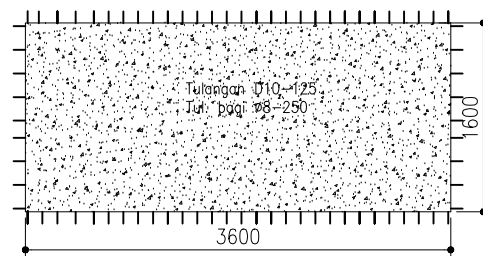
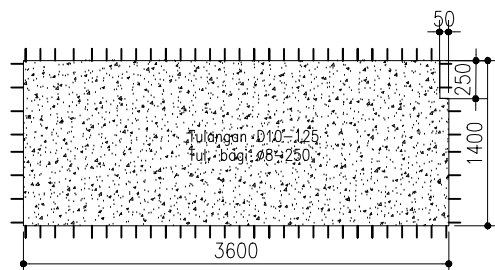
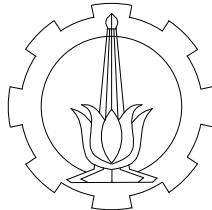
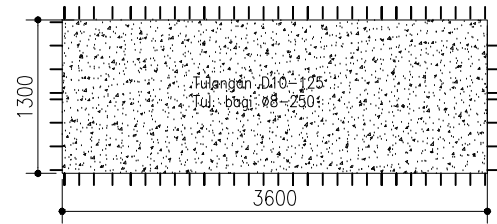
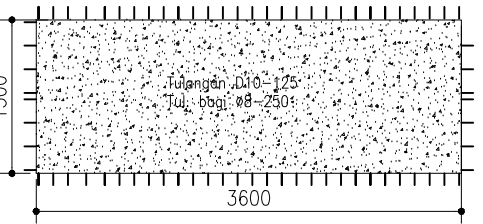
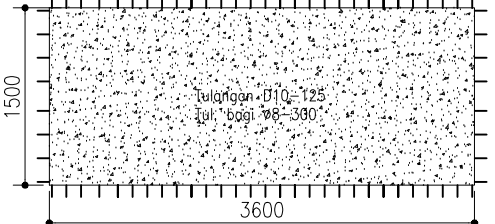
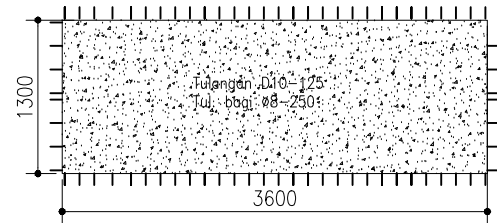
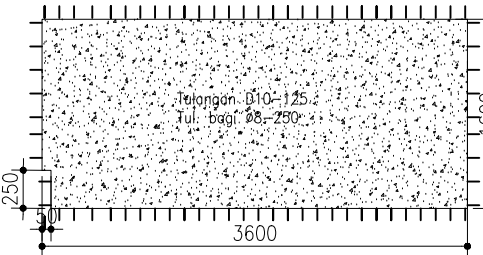
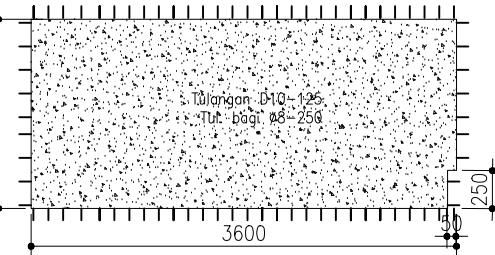
13

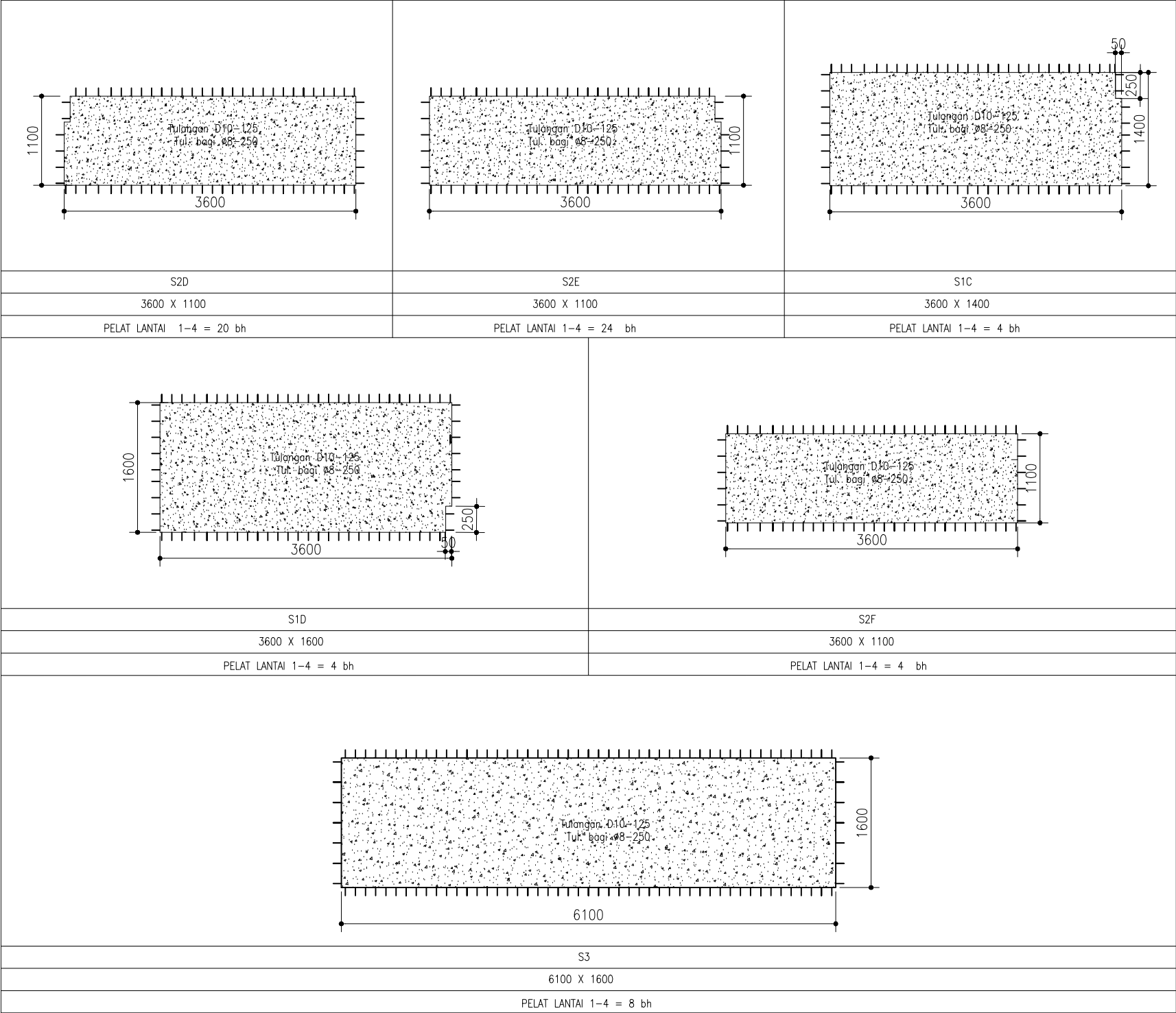
CATATAN



DENAH PELAT LANTAI ATAP
Skala 1: 300

TYPE PELAT	
DIMENSI	
S1	3600 x 1600
S1A'	3600 x 1400
S1B'	3600 x 1400
S1E'	3600 x 1600
S1F'	3600 x 1600
S2	3600 x 1500
S2A'	3600 x 1300
S2B'	3600 x 1300
S2C	3600 x 1300

									<div></div> <div>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</div>	
S1A			S1			S1B			JUDUL TUGAS AKHIR	
3600 X 1400			3600 X 1600			3600 X 1400			DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HARPER PASTEUR HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DENGAN METODE PRACETAK PADA BALOK DAN PELAT	
PELAT LANTAI 1-4 = 36 bh			PELAT LANTAI 1-ATAP = 186 bh			PELAT LANTAI 1-4 = 48 bh				
										
S2A			S2B			S2			DOSEN PEMBIMBING	
3600 X 1300			3600 X 1300			3600 X 1500			Prof. DR. IR. IGP RAKA IR. MUDJI IRMAWAN, MS.	
PELAT LANTAI 1-4 = 44 bh			PELAT LANTAI 1-4 = 64 bh			PELAT LANTAI 1-11= 484bh				
									MAHASISWA	
S2C			S1E			S1F			DWINRITYA ASYA HASTITI 31 14 106 047	
3600 X 1300			3600 X 1600			3600 X 1600			JUDUL GAMBAR	
PELAT LANTAI 1-11 = 204 bh			PELAT LANTAI 1-4 = 28 bh			PELAT LANTAI 1-4 = 28 bh			TYPE PELAT	
									SKALA	
									1 : 25	
									NOMOR GAMBAR	
14									CATATAN	



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA

IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

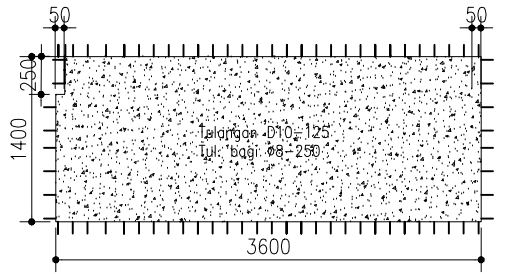
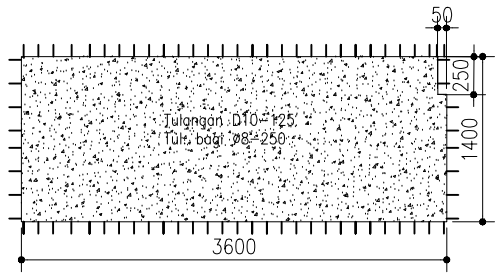
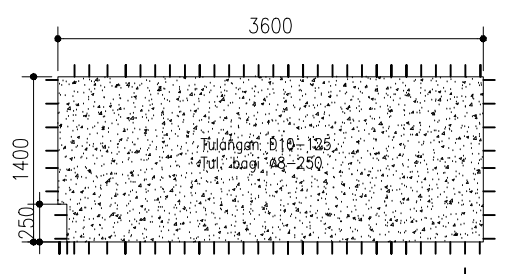
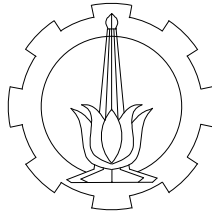
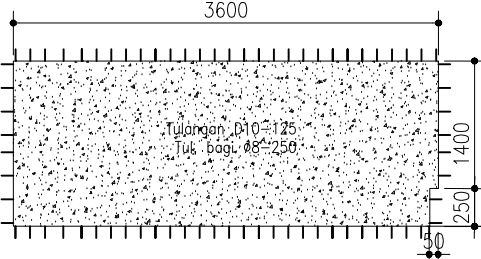
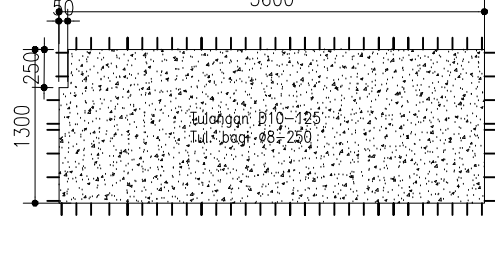
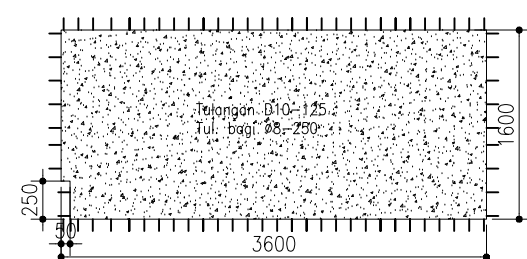
SKALA

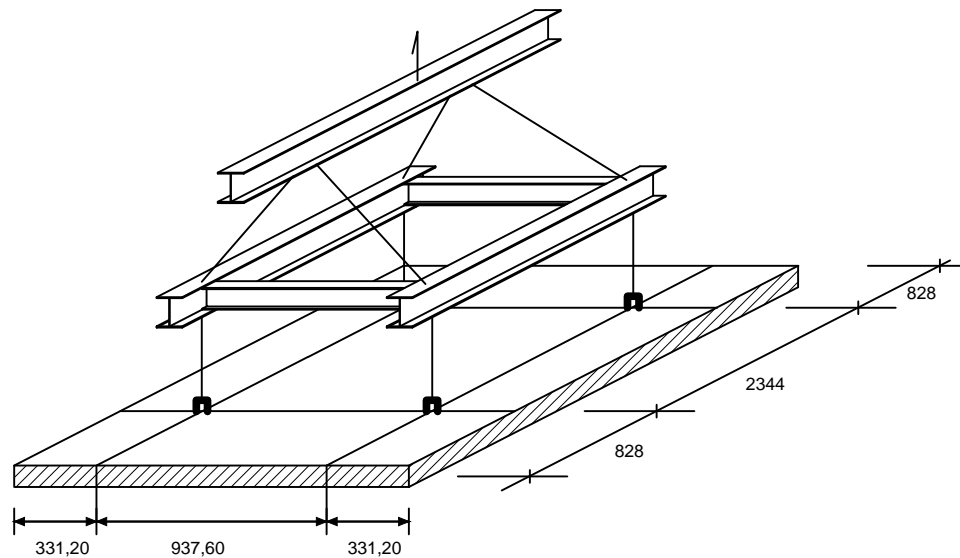
1 : 25

NOMOR GAMBAR

15

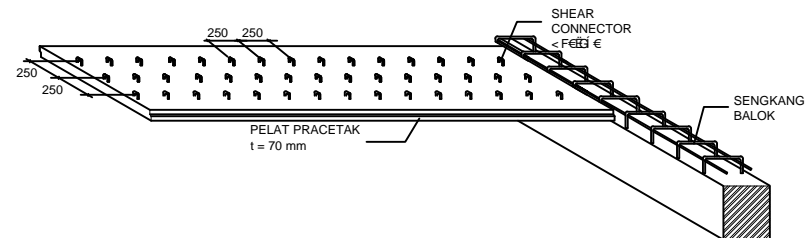
CATATAN

			<div></div> <div>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</div>	
S1A'	S1B'	S2A'		JUDUL TUGAS AKHIR
3600 X 1400	3600 X 1400	3600 X 1300		DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HARPER PASTEUR HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DENGAN METODE PRACETAK PADA BALOK DAN PELAT
PELAT LANTAI 5-ATAP = 14 bh	PELAT LANTAI 5-ATAP = 14 bh	PELAT LANTAI 5-ATAP = 127 bh		
			DOSEN PEMBIMBING	
			PROF. DR. IR. IGP RAKA IR. MUDJI IRMAWAN, MS.	
S2B'	S1E'	S1F'	MAHASISWA	
3600 X 1300	3600 X 1600	3600 X 1600	DWINRITYA ASYA HASTITI 31 14 106 047	
PELAT LANTAI 5-ATAP = 113 bh	PELAT LANTAI 5-ATAP = 49 bh	PELAT LANTAI 5-ATAP = 49 bh	JUDUL GAMBAR	
			TYPE PELAT	
			SKALA	
			1 : 25	
			NOMOR GAMBAR	
			16	
			CATATAN	



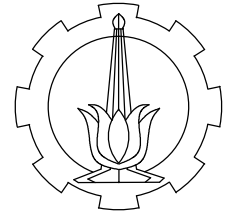
TITIK PENGANGKATAN PELAT HS

Skala 1: 50



SKETSA TULANGAN STUD PELAT HS

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TITIK ANGKAT PELAT
DAN STUD

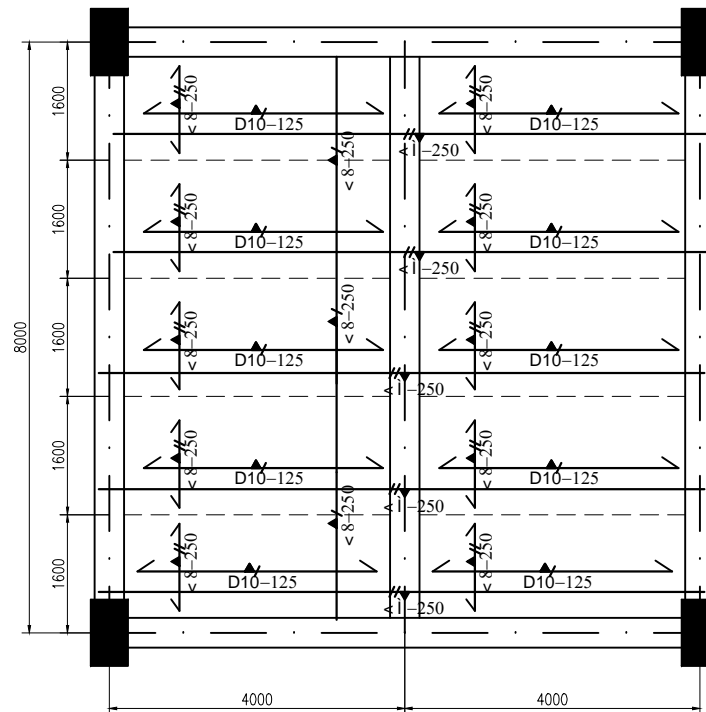
SKALA

1 : 50

NOMOR GAMBAR

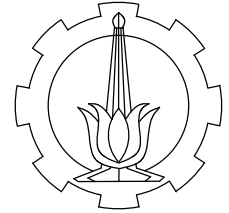
17

CATATAN



SISTEM PENULANGAN PELAT

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT

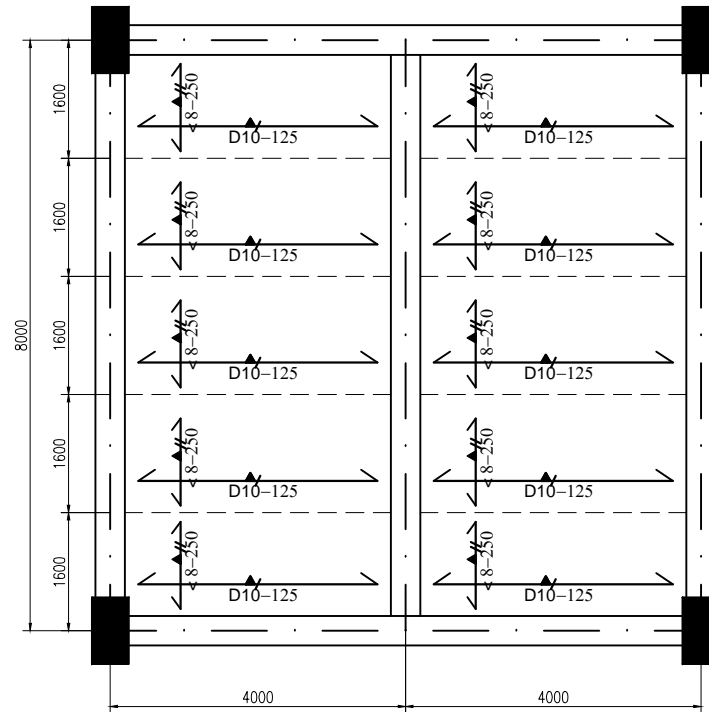
SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

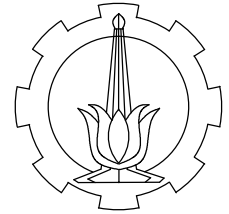
18

CATATAN



SISTEM PENULANGAN PELAT PRACETAK

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT

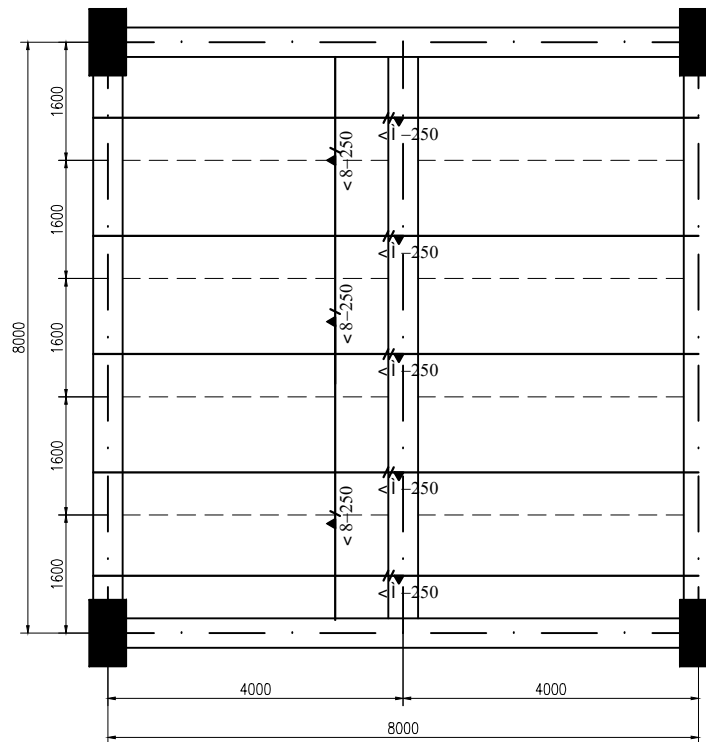
SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

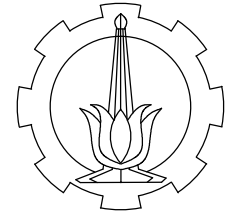
19

CATATAN



SISTEM PENULANGAN PELAT OVERTOPPING

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT

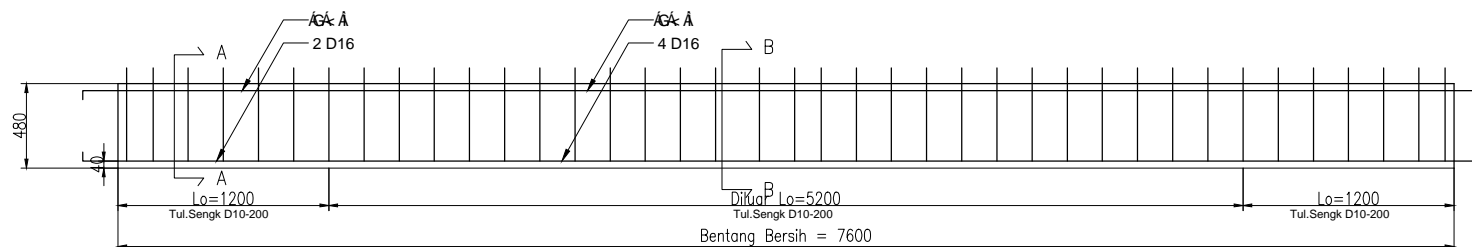
SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

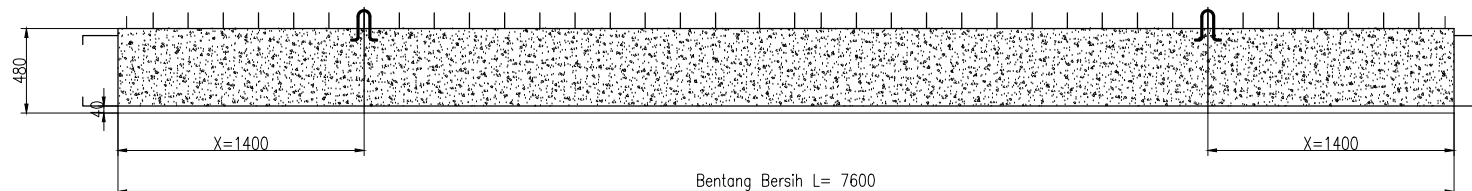
20

CATATAN



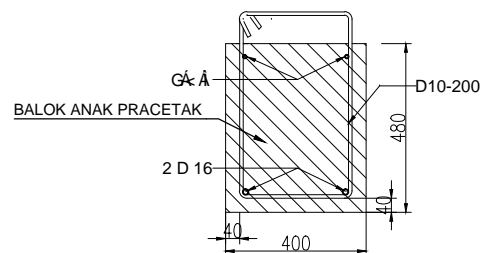
DETAIL BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 8m

Skala 1: 100



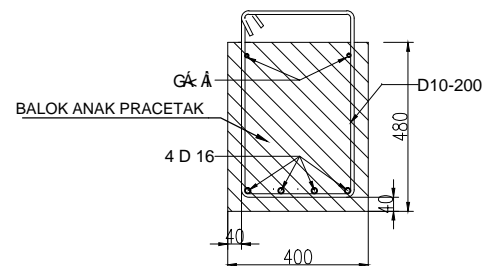
DETAIL PENGANGKATAN BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 8m

Skala 1: 100



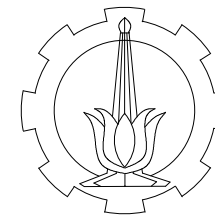
POTONGAN A-A

Skala 1: 50



POTONGAN B-B

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK BAI SEBELUM
KOMPOSIT

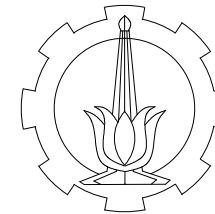
SKALA

1 : 100 ; 1 : 50

NOMOR GAMBAR

21

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK BAI SETELAH
KOMPOSIT

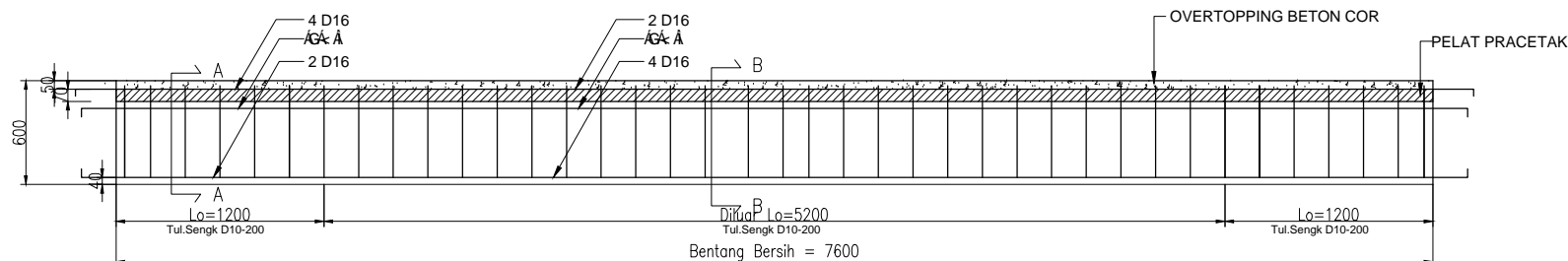
SKALA

1 : 100 ; 1 : 50

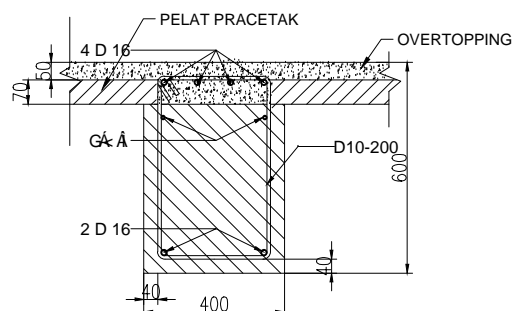
NOMOR GAMBAR

22

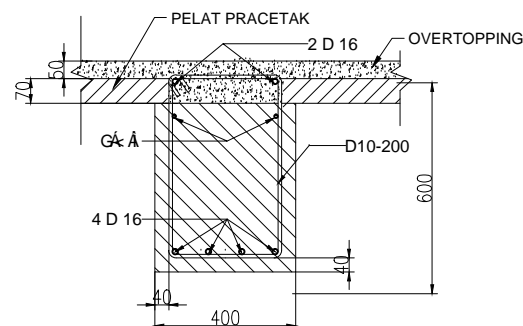
CATATAN



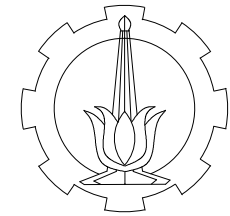
DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 8m
Skala 1: 100



POTONGAN A-A
Skala 1: 50



POTONGAN B-B
Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

BALOK INDUK B2 SEBELUM
KOMPOSIT

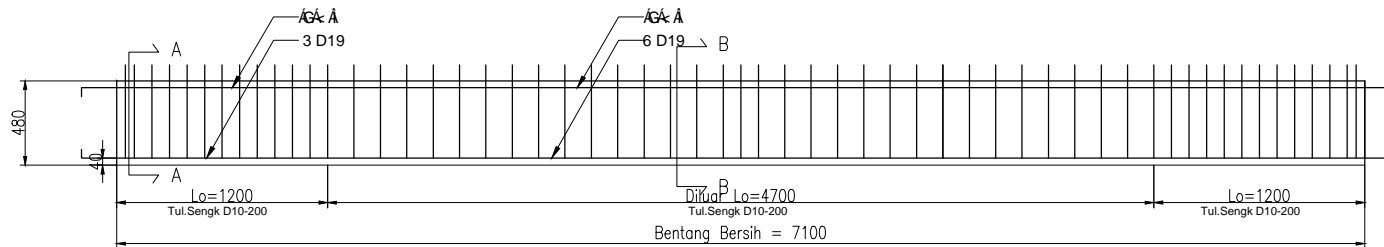
SKALA

1 : 100 ; 1 : 50

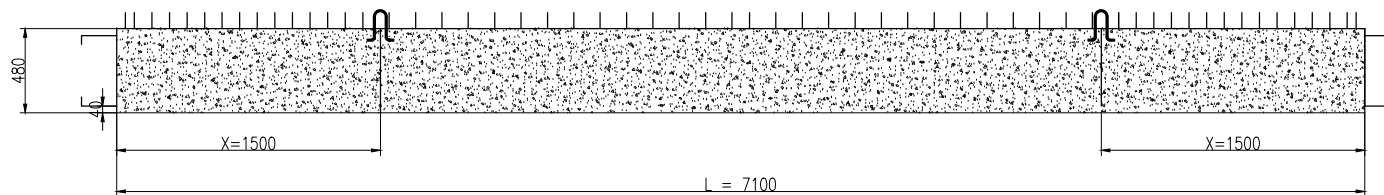
NOMOR GAMBAR

23

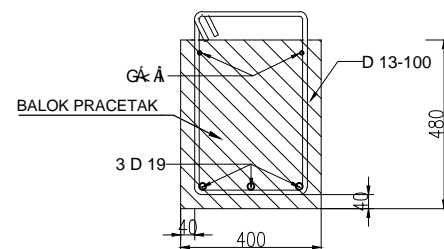
CATATAN



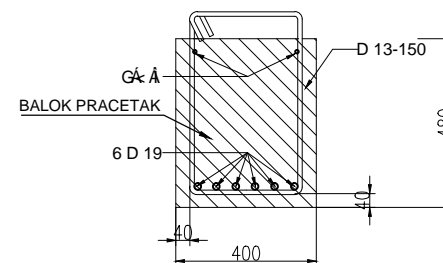
DETAIL BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 8m ARAH Y
Skala 1: 100



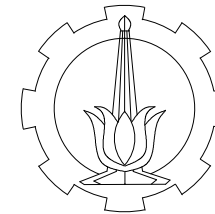
DETAIL PENGANGKATAN BALOK INDUK SEBELUM KOMPOSIT BENTANG 8m ARAH Y
Skala 1: 100



POTONGAN A-A
Skala 1: 50



POTONGAN B-B
Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINIRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

BALOK INDUK B2 SETELAH
KOMPOSIT

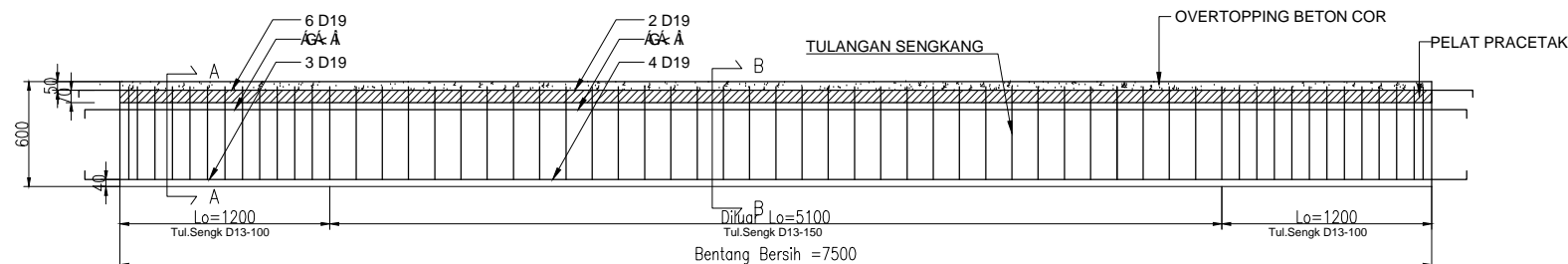
SKALA

1 : 100 ; 1 : 50

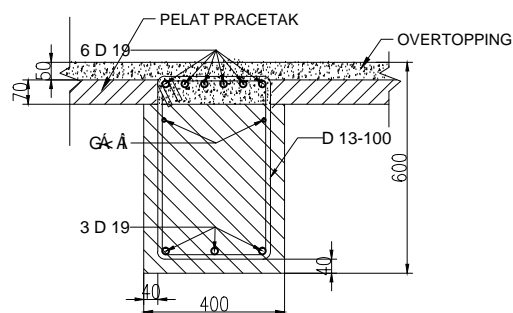
NOMOR GAMBAR

24

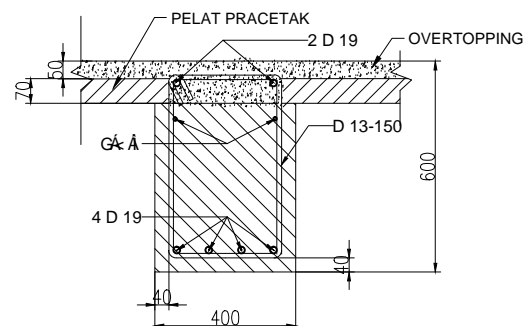
CATATAN



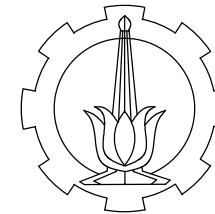
DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 8m ARAH X
Skala 1: 100



POTONGAN A-A
Skala 1: 50



POTONGAN B-B
Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TANGGA

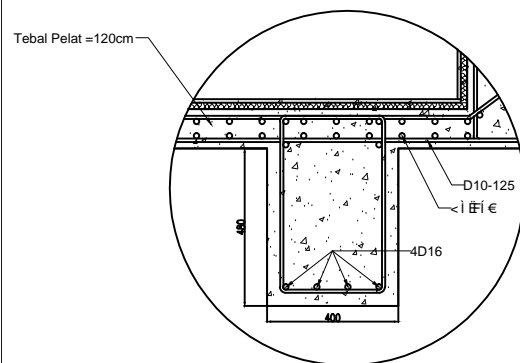
SKALA

1 : 7.5

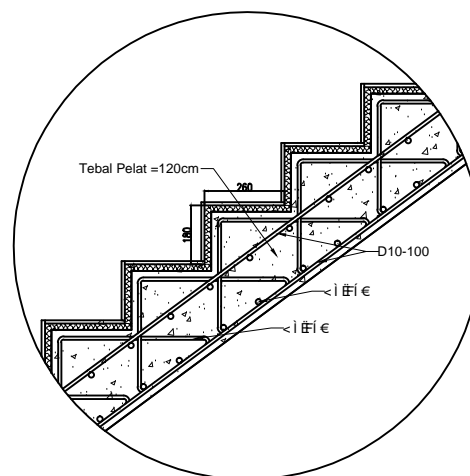
NOMOR GAMBAR

27

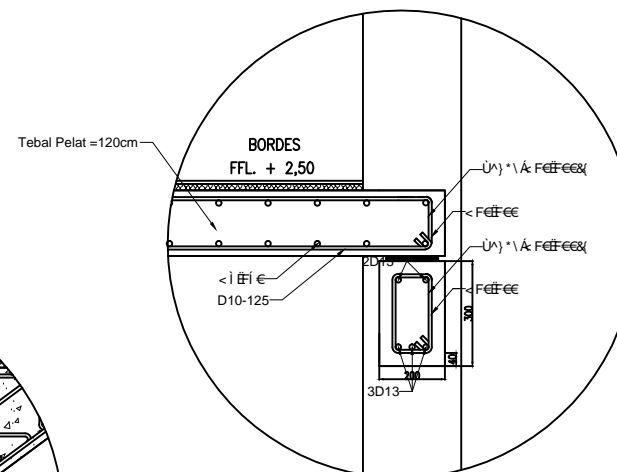
CATATAN



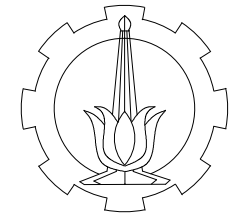
DETAIL C
Skala 1: 7.5



DETAIL A
Skala 1: 7.5



DETAIL B
Skala 1: 7.5



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

BALOK INDUK B2 SETELAH
KOMPOSIT

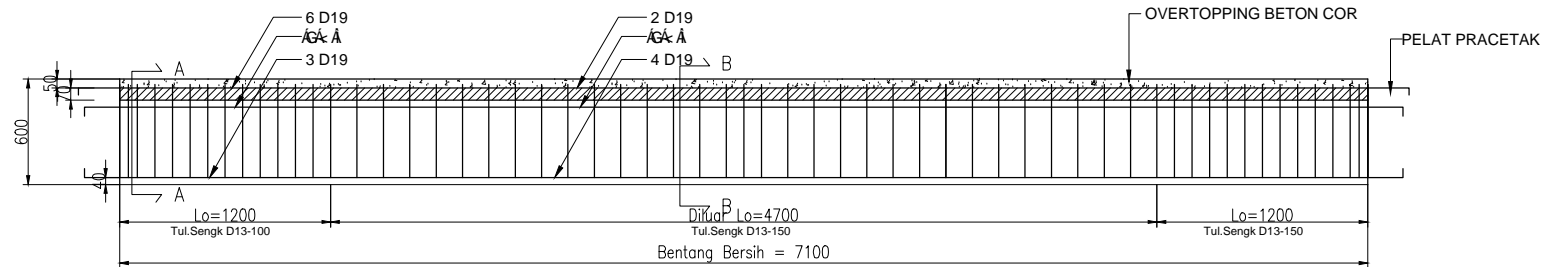
SKALA

1 : 100 ; 1 : 50

NOMOR GAMBAR

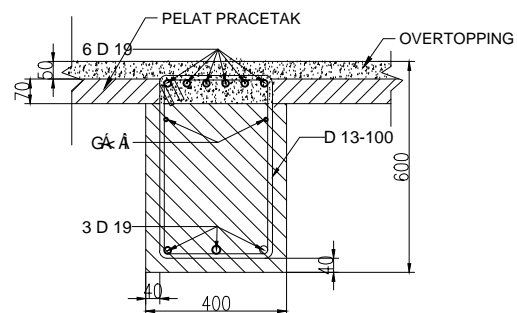
25

CATATAN



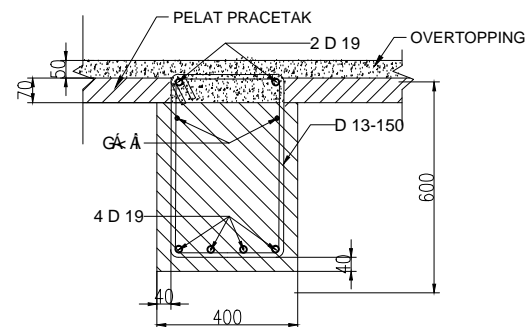
DETAIL BALOK INDUK SETELAH KOMPOSIT BENTANG 8m ARAH Y

Skala 1: 100



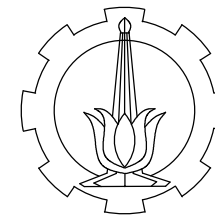
POTONGAN A-A

Skala 1: 50



POTONGAN B-B

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

TANGGA

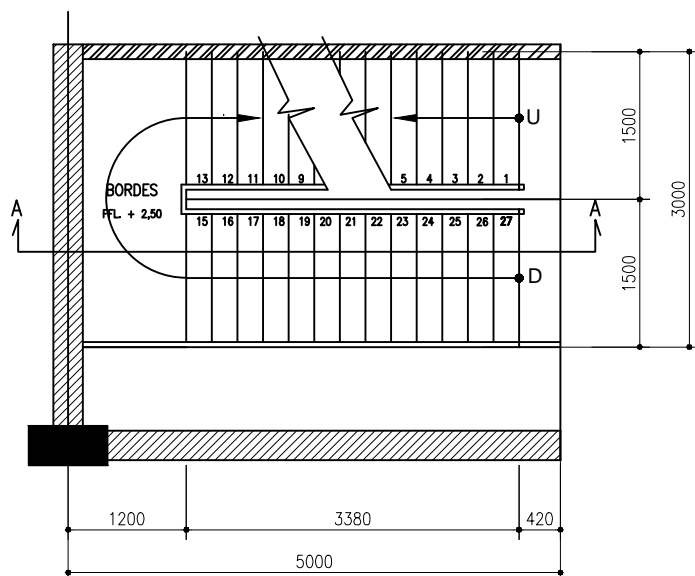
SKALA

1 : 25

NOMOR GAMBAR

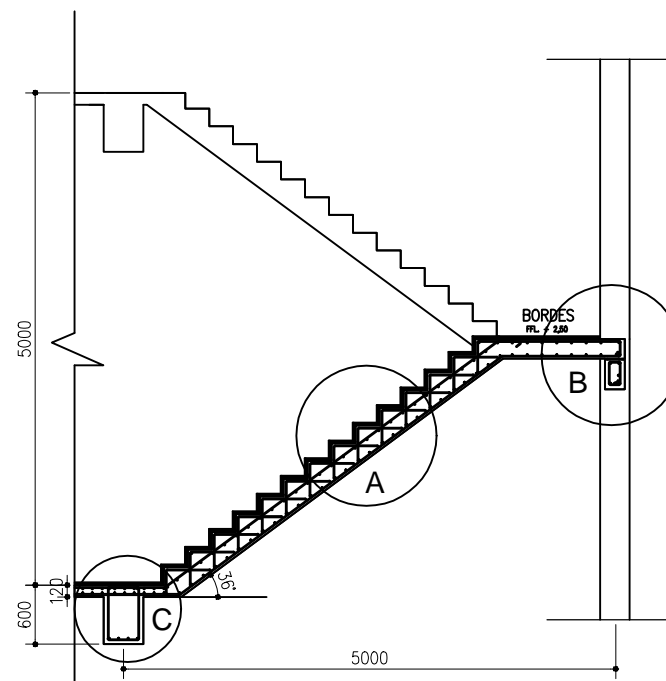
26

CATATAN



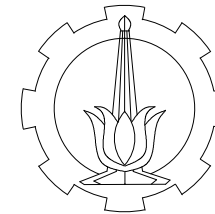
DENAH TANGGA

Skala 1: 25



POTONGAN TANGGA

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM
LANTAI 3 - LANTAI 4

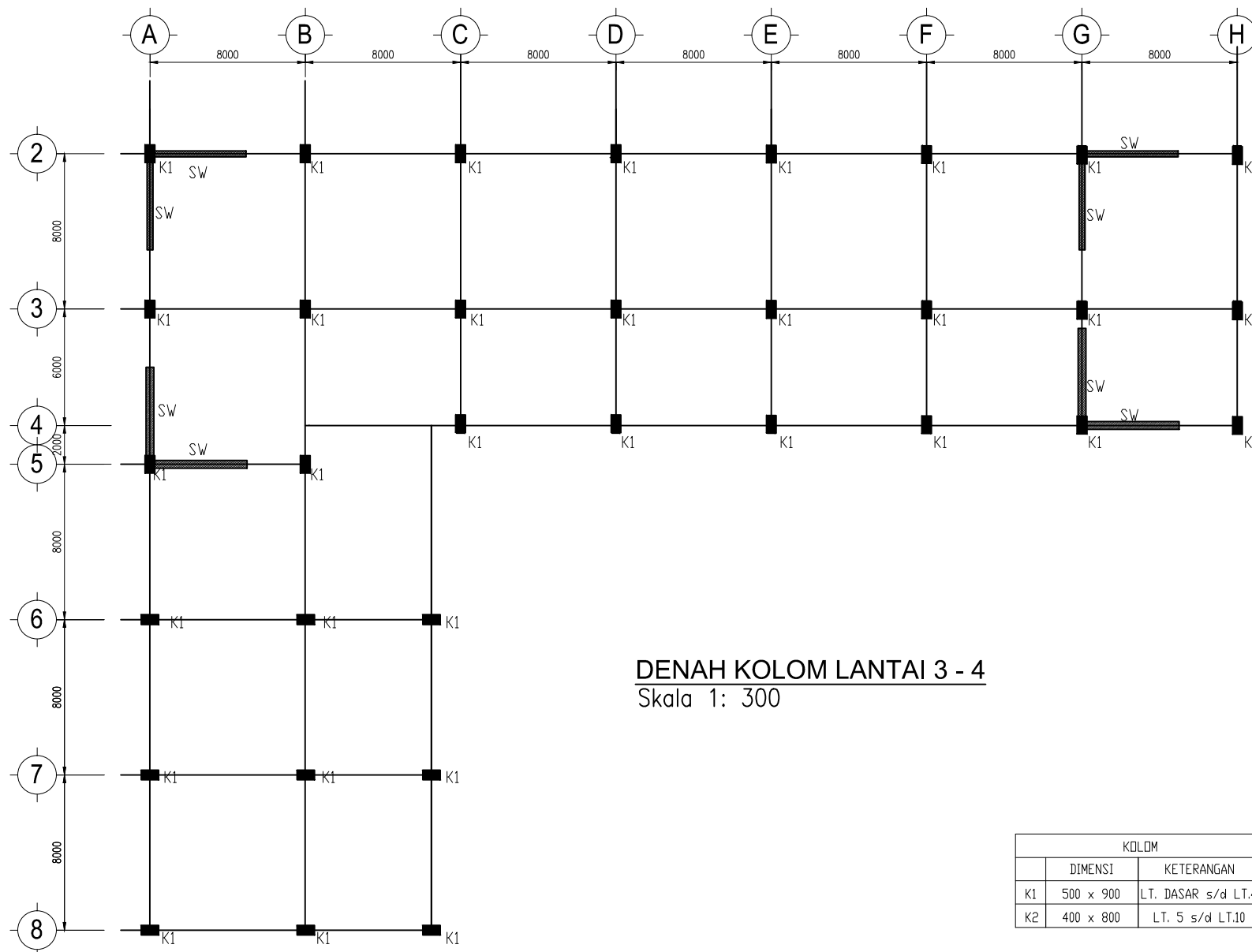
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

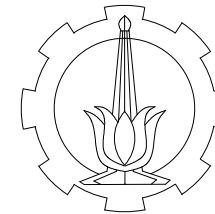
29

CATATAN



DENAH KOLOM LANTAI 3 - 4
Skala 1: 300

KOLOM		
	DIMENSI	KETERANGAN
K1	500 x 900	LT. DASAR s/d LT.4
K2	400 x 800	LT. 5 s/d LT.10



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM
LANTAI 5 - LANTAI 10

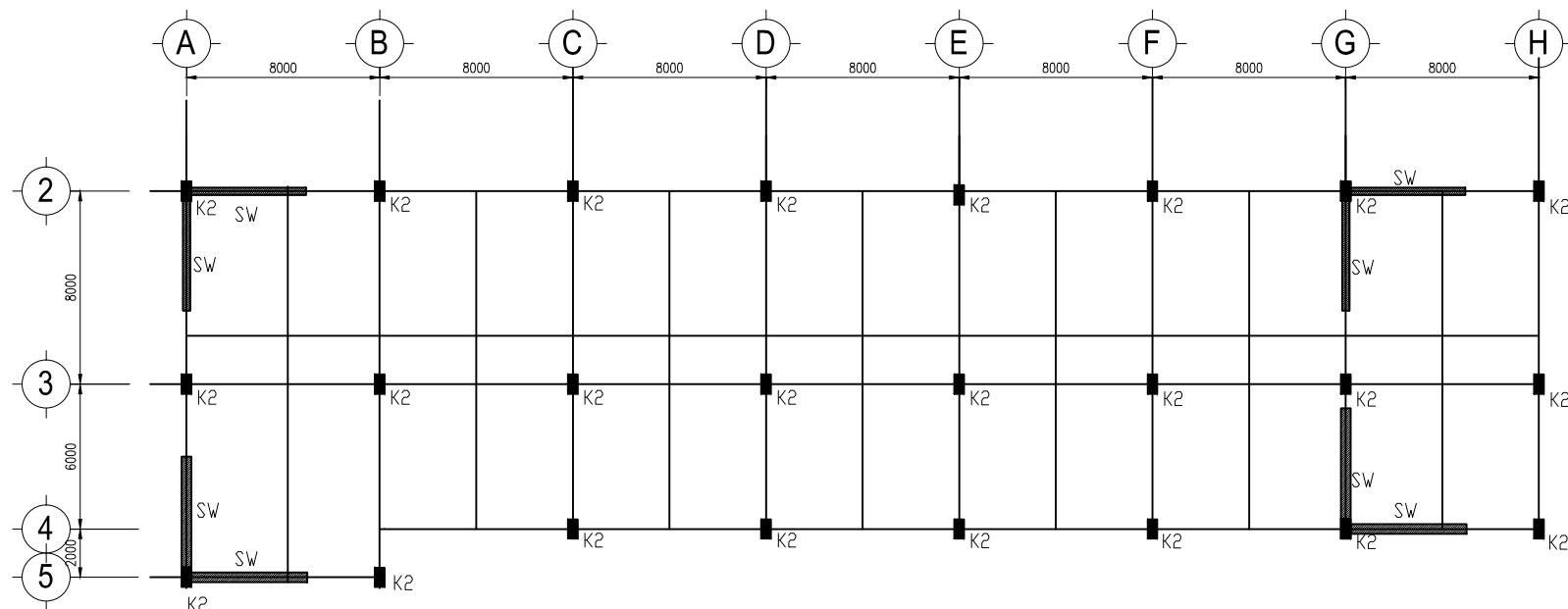
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

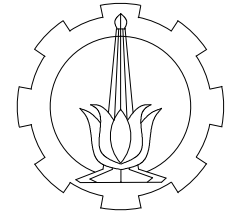
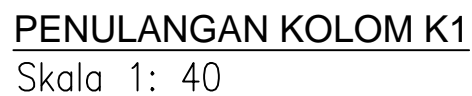
30

CATATAN



DENAH KOLOM LANTAI 5 - 10
Skala 1: 300

KOLOM		
	DIMENSI	KETERANGAN
K1	500 x 900	LT. DASAR s/d LT.4
K2	400 x 800	LT. 5 s/d LT.10



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM

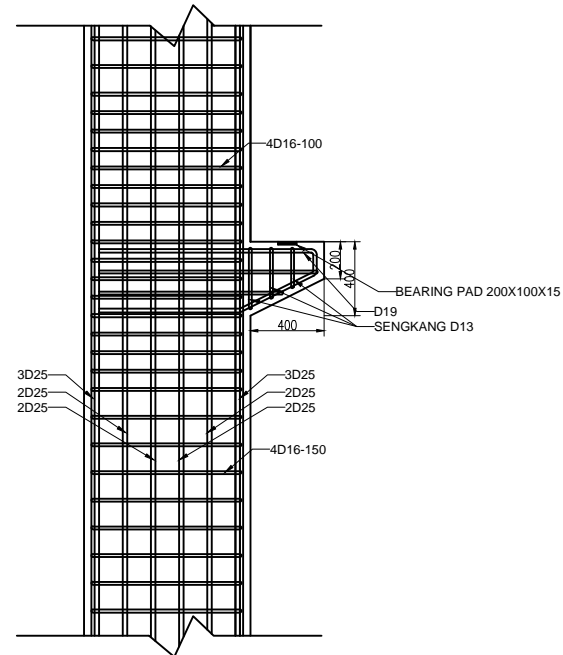
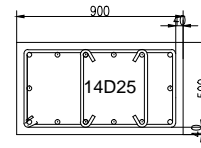
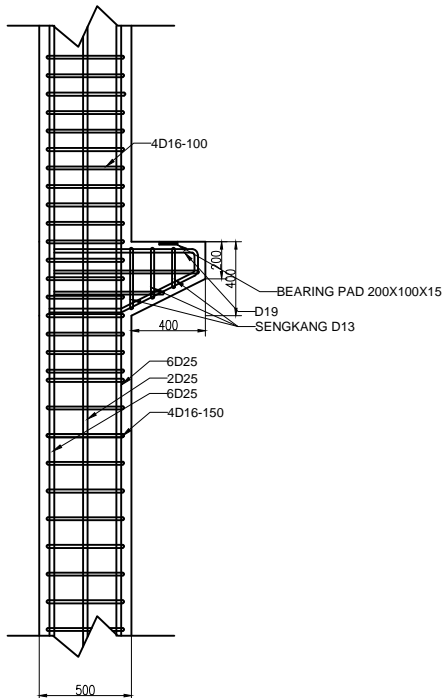
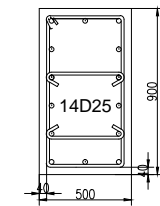
SKALA

1 : 40

NOMOR GAMBAR

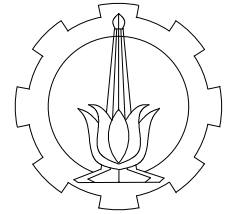
31

CATATAN



PENULANGAN KOLOM K1'

Skala 1: 40



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM

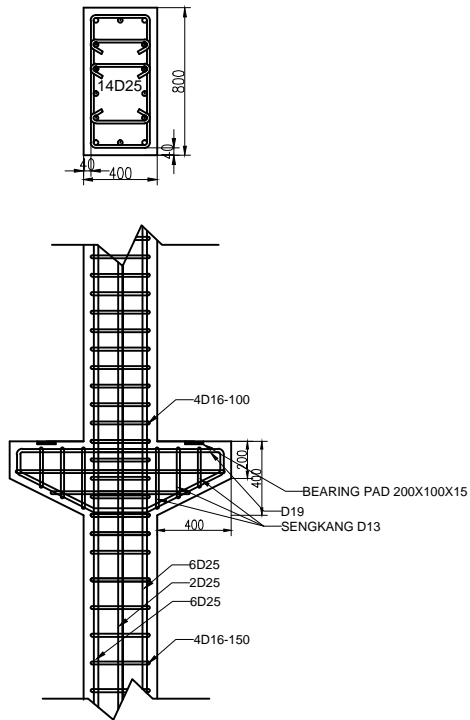
SKALA

1 : 40

NOMOR GAMBAR

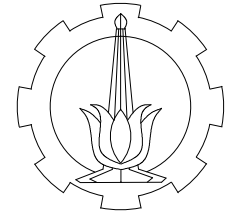
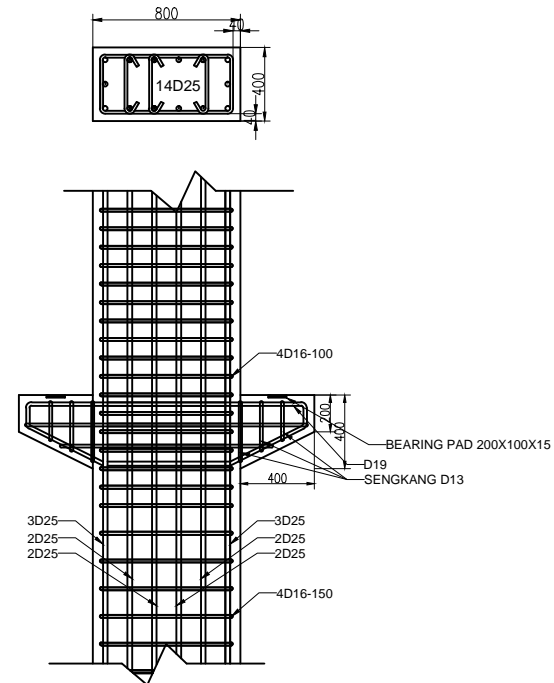
32

CATATAN



PENULANGAN KOLOM K2

Skala 1: 40



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM

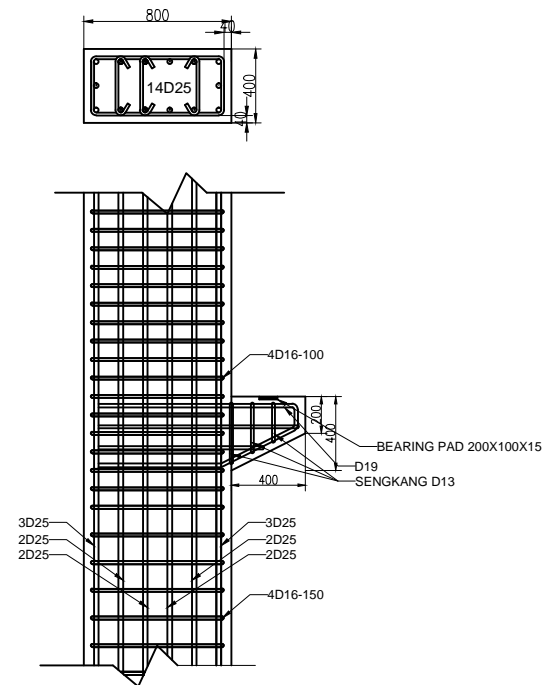
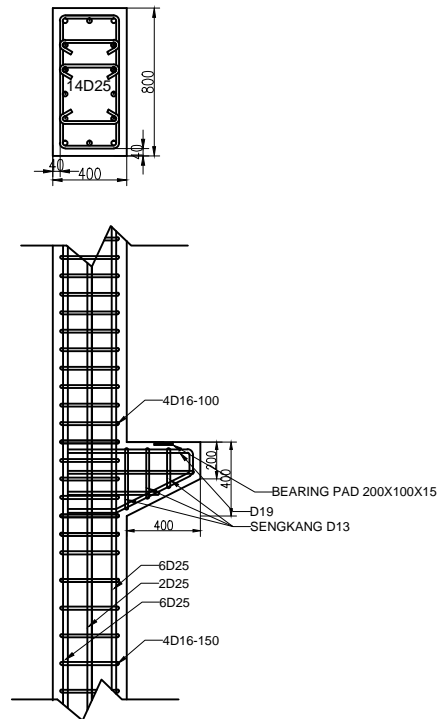
SKALA

1 : 40

NOMOR GAMBAR

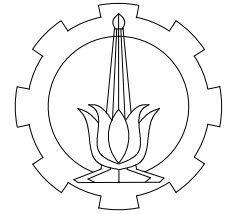
33

CATATAN



PENULANGAN KOLOM K2'

Skala 1: 40



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM

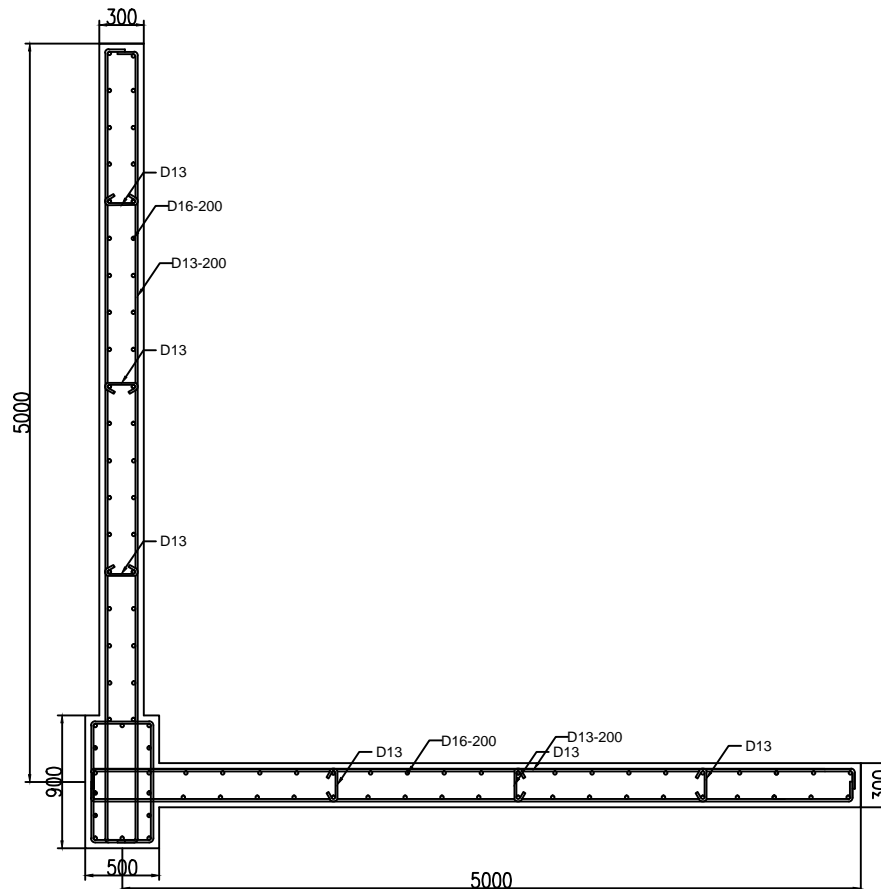
SKALA

1 : 40

NOMOR GAMBAR

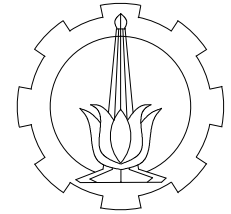
34

CATATAN



DETAIL SHEARWALL

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

SHEARWALL

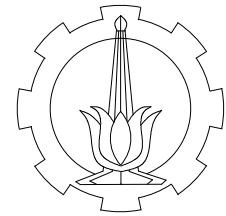
SKALA

1 : 50

NOMOR GAMBAR

35

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN

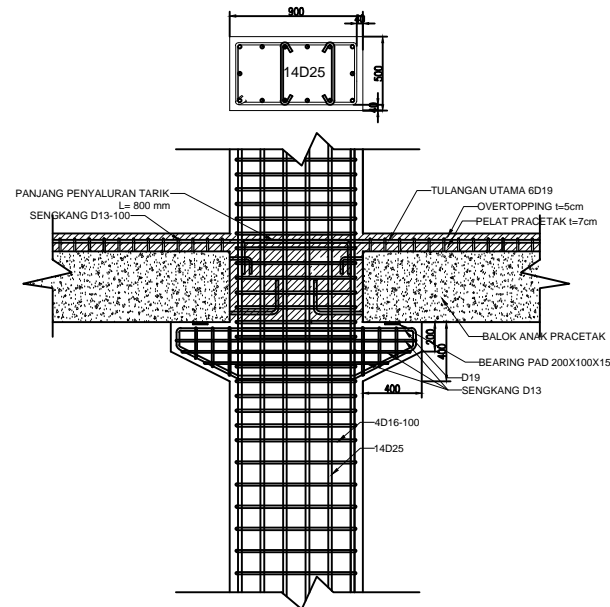
SKALA

1 : 50

NOMOR GAMBAR

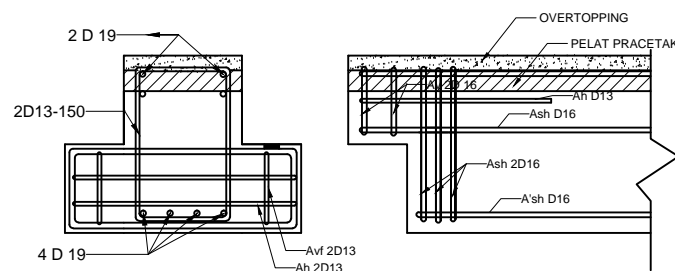
36

CATATAN



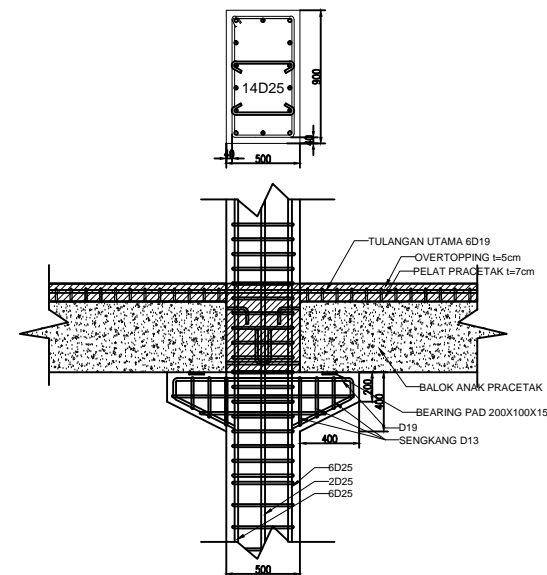
SAMBUNGAN KOLOM - BALOK

Skala 1: 50



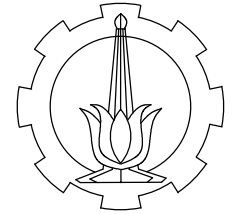
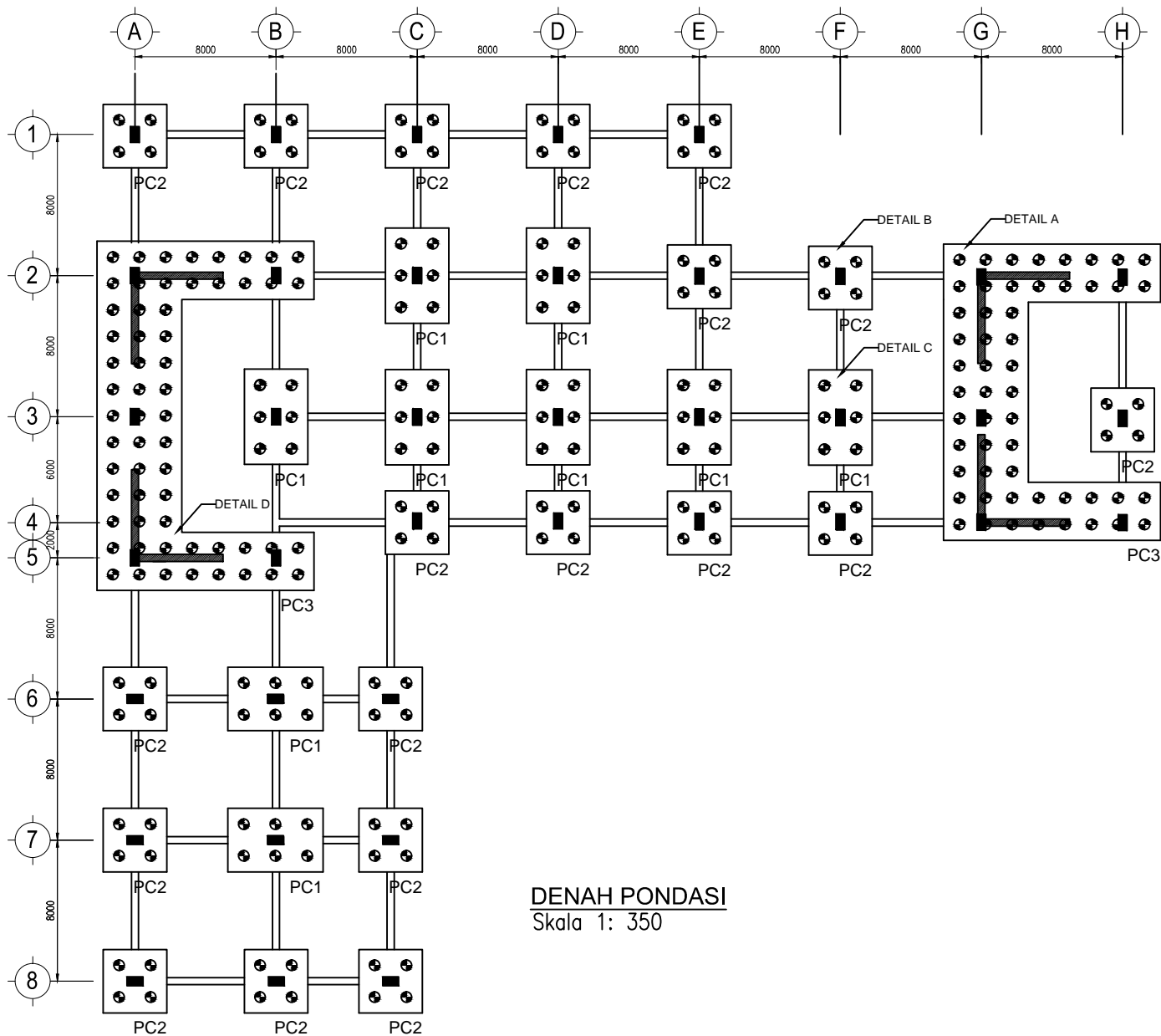
SAMBUNGAN BALOK INDUK - BALOK ANAK

Skala 1: 50



SAMBUNGAN KOLOM - BALOK

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

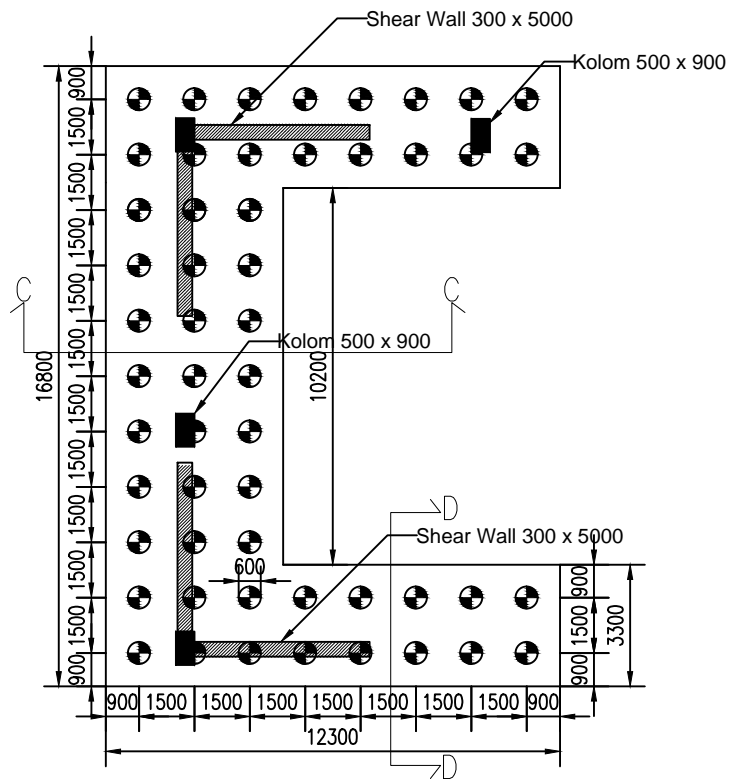
SKALA

1 : 350

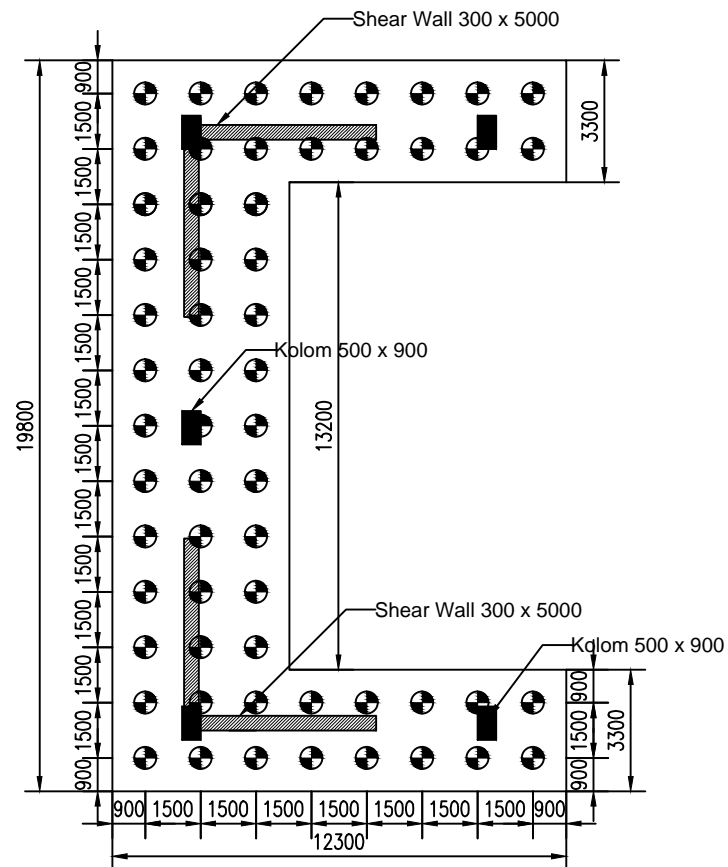
NOMOR GAMBAR

37

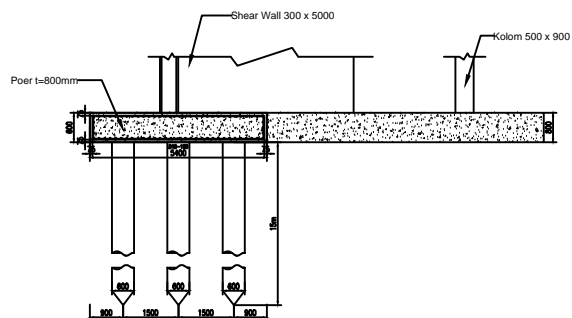
CATATAN



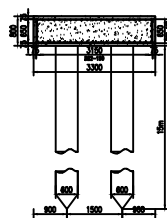
DETAIL A
Skala 1:200



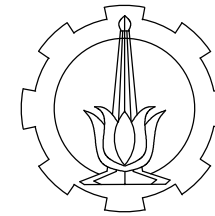
DETAIL D
Skala 1:200



POTONGAN C - C
Skala 1:70



POTONGAN D - D
Skala 1:70



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DETAIL POTONGAN
TIANG PANCANG

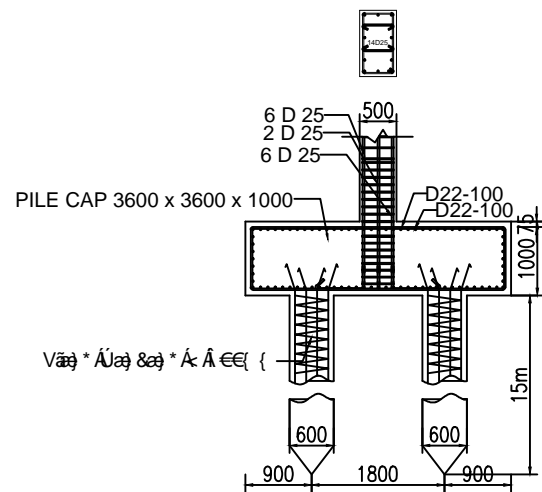
SKALA

1 : 200

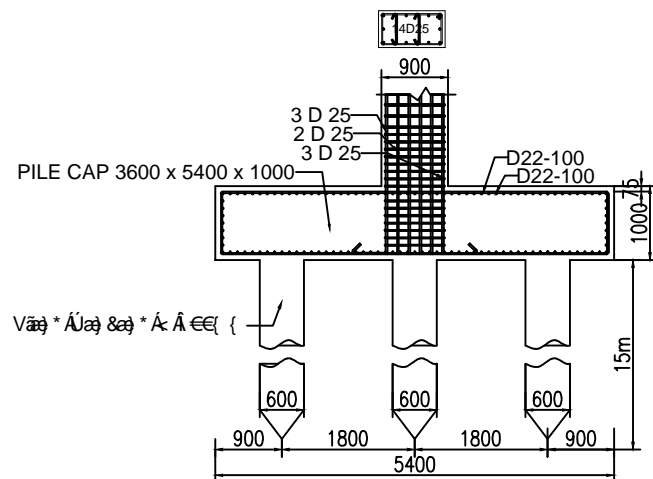
NOMOR GAMBAR

38

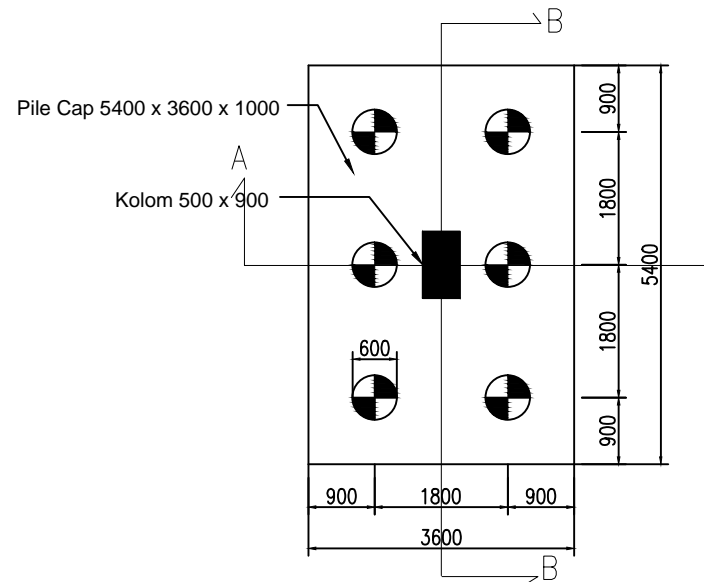
CATATAN



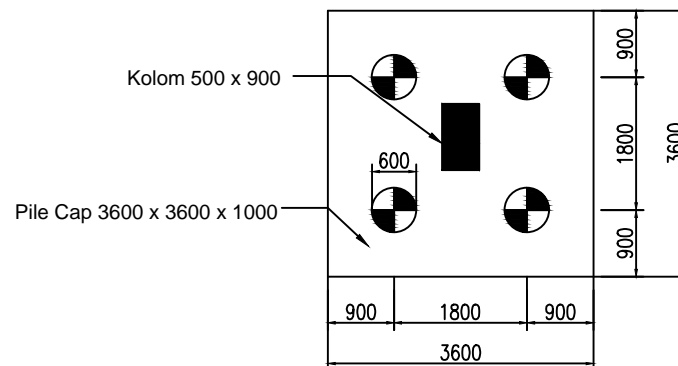
DETAIL POTONGAN A-A
Skala 1:100



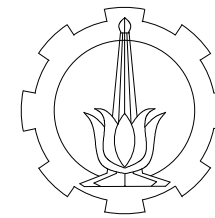
DETAIL POTONGAN B - B
Skala 1:100



DETAIL C
Skala 1:100



DETAIL B
Skala 1:100



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

**DETAIL POTONGAN
TIANG PANCANG**

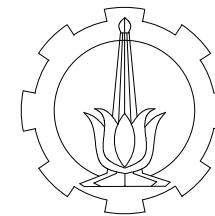
SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

39

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG HARPER PASTEUR
HOTEL BANDUNG MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DENGAN METODE
PRACETAK PADA BALOK DAN
PELAT

DOSEN PEMBIMBING

Prof. DR. IR. IGP RAKA
IR. MUDJI IRMAWAN, MS.

MAHASISWA

DWINRITYA ASYA HASTITI
31 14 106 047

JUDUL GAMBAR

DETAIL
SAMBUNGAN POER
KOLOM

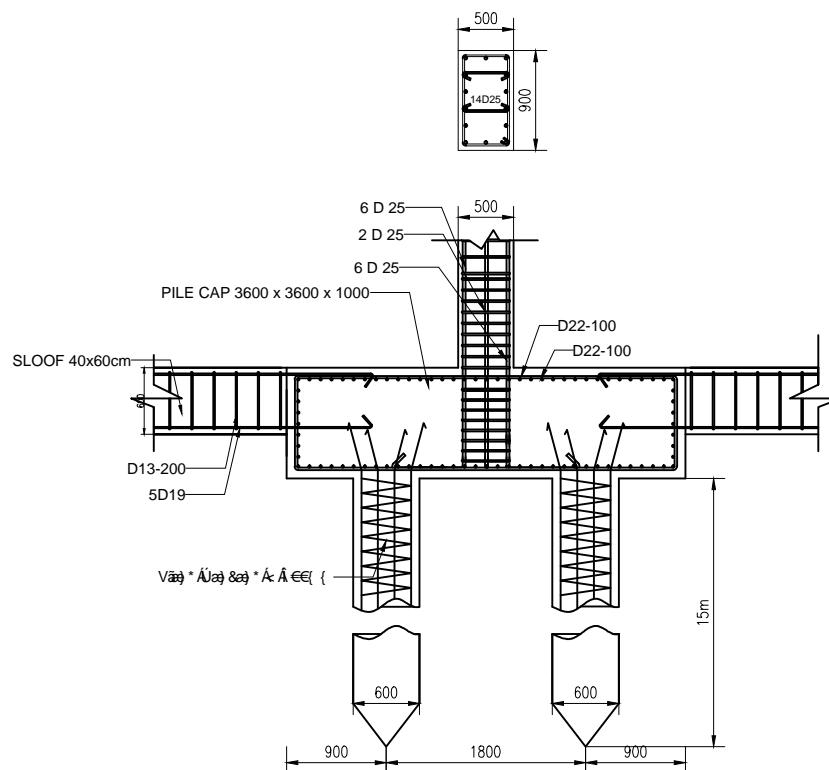
SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

40

CATATAN



DETAIL SAMBUNGAN POER-KOLOM

Skala 1:30

BIODATA PENULIS



Dwinritya Asya Hastiti

Penulis lahir di Sukabumi, Jawa Barat pada tanggal 29 Juli 1993, merupakan anak pertama dari dua bersaudara dari pasangan U. Rukmandar dan Aisyah. Pendidikan SD ditempuh penulis di SDN Pembina Cisaat Gadis, SMPN 1 Cisaat, SMAN 3 Sukabumi. Setelah lulus Penulis melanjutkan pendidikan Diploma 3 di Politeknik Negeri Bandung Jurusan Teknik Sipil Program Studi Konstruksi Gedung angkatan 2011. Pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114106047. Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur.

Contact Person:

Email : dwinrityaasya@gmail.com